

TEKNILLINEN KORKEAKOULU
RAKENNUS- JA MAANMITTAUSTEKNIIKAN OSASTO
RAKENNUS- JA YHDYSKUNTATEKNIIKAN KOULUTUSOHJELMA

ANTTI RYTKÖNEN

**KÖYDEN KATKEAMISEN VAIKUTUS KÄRKISTENSALMEN SIL-
TAAAN**

Diplomityö, joka on jätetty opinnäytteenä tarkastettavaksi
diplomi-insinöörin tutkintoa varten Espoossa 29.8.1994.

Työn valvoja: professori Aarne Jutila

Työn ohjaaja: diplomi-insinööri Raimo Sormunen

Tekijä ja työn nimi : Antti Rytönen		
Köyden katkeamisen vaikutus Kärkistensalmen siltaan		
Päivämäärä :	29.8.1994	Sivumäärä : 120
Osasto :	Rakennus- ja maanmittaus- tekniikan osasto	Professuuri : Rak-11
Työn valvoja :	Prof. Aarne Jutila	
Työn ohjaaja :	DI Raimo Sormunen	
<p>Vinoköysisillan suunnittelussa on varauduttava köyden äkilliseen katkeamiseen, mikä saa sillan värähtelemään haitallisesti. Katkeavan köyden lisäksi myös sillan muut rakennosat saattavat vaurioitua. Pahimmassa tapauksessa onnettomuus sortaa sillan.</p> <p>Työssä on selvitetty sysäyslisät, joilla köyden katkeamisen dynaamiset vaikutukset otetaan huomioon. Köyden katkeamisen dynaamiset vaikutukset on analysoitu elementtimenetelmään perustuvalla tietokoneohjelmistolla trapetsimenetelmää käyttäen. Esimerkkikohteena on käytetty Korpilahdelle Päijänteen Kärkistensalmen yli suunnitteilla olevaa vinoköysisiltaa. Analyysia varten silta diskretoitiin lineaariseksi kolmiulotteiseksi rakennemalliksi. Las- kentamenetelmän luotettavuutta arvioitiin laboratoriossa värähtelykokeella.</p> <p>Esimerkkikohteen sysäyslisien suuruus vaihteli rakenneosittain. Sysäyslisien määrittäminen oli mielekästä niille rakenneosille, joille onnettomuudesta aiheutui suuret rasitukset tai siirtymät. Tutkimuksen mukaan Kärkistensalmen sillan köyden katkeaminen ei katkaise muita köysiä eikä sorra siltaa.</p>		

Author and name of the thesis: Antti Rytönen		
The Influence of the Cable Brake-Off in Kärkistensalmi Bridge		
Date :	29.8.1994	Number of pages : 120
Department :	Faculty of civil engineering and surveying	Professorship : Rak-11
Supervisor :	Prof. Aarne Jutila	
Instructor :	DI Raimo Sormunen	
<p>In the design of a cable-stayed bridge a sudden cable stay brake-off is to be taken into consideration, because this incident makes the bridge vibrate harmfully. In addition to the broken-off cable other structural members of the bridge might be damaged as well. In the worst case the bridge will collapse in the accident.</p> <p>This study established the dynamic increment factors which are used for taking into account the dynamic effects of the broken cable. The dynamic effects were analyzed using trapezoidal rule in a finite element computer programme. A cable-stayed bridge under design crossing the Kärkistensalmi sound in the Lake Päijänne at Korpilahti was used as an example structure. The bridge was discretized into a linear three dimensional model for the analysis. Liability of the analytical method was evaluated in a laboratory by a vibration test.</p> <p>The dynamic increment factors of the example structure depended on the structural member concerned. Defining of the dynamic increment factors was sensible for those structural members under large stress or displacement due to the accident. Based on this study a cable brake-off in Kärkistensalmi bridge will neither brake other cables off, nor will the bridge collapse.</p>		

ALKULAUSE

Tunnettua sanontaa mukaellen: Tietokone on hyvä renki, mutta huono isäntä.

Työ on tehty Teknillisen korkeakoulun sillanrakennustekniikan oppituolissa professori Aarne Jutilan valvonnassa Insinööritoimisto Sormunen & Uttu Oy:n toimeksiannosta. Kiitän professori Jutilaa hänen opetuksistaan. Työtä ohjannutta DI Raimo Sormusta kiitän työn ohjauksesta ja rahoituksesta. Lisäksi kiitän DI Kari Lemettistä ja ins. Markku Aaltoa lukuisista neuvoista ja DI Immo Kaloista kannustuksesta.

Työssä käytettyjen rakenteiden mekaniikan termien käännökset ja määritelmät ovat lähdeteoksen [1] mukaisia. Suureiden kursivointia en pitänyt tarpeellisena.

Helsingissä 29.8.1994



Antti Rytönen

TIIVISTELMÄ

ABSTRACT

ALKULAUSE	4
-----------	---

SISÄLLYSLUETTELO	5
------------------	---

SYMBOLILUETTELO	8
-----------------	---

1 JOHDANTO	12
------------	----

1.1 Työn tausta ja tarkoitus	12
------------------------------	----

1.2 Vinoköyden katkeaminen ja vaurioituminen	12
--	----

2 TUTKITTAVA ESIMERKKIRAKENNE	14
-------------------------------	----

2.1 Yleistä	14
-------------	----

2.2 Kärkistensalmen sillan rakennesysteemi	14
--	----

2.3 Pylonit	15
-------------	----

2.4 Vinoköydet	15
----------------	----

2.5 Laakerointi	16
-----------------	----

3 VINOKÖYSISILLAN MALLINTAMINEN JA LASKENTAMENETELMÄ	17
--	----

3.1 Yleistä	17
-------------	----

3.2 Rakennemalli	18
------------------	----

3.2.1 Tukiehdot	19
-----------------	----

3.2.2 Materiaalivakiot	20
------------------------	----

3.3 Rakenneosien poikkileikkausarvot	21
--------------------------------------	----

3.3.1 Jäykistyspalkki	21
-----------------------	----

3.3.2 Pylonit	24
---------------	----

3.3.3 Köydet	26
--------------	----

3.4 Laskentamenetelmä	27
-----------------------	----

3.4.1 Sysäyslisä	27
------------------	----

3.4.2 Newmarkin β -menetelmä	27
------------------------------------	----

3.4.3	Trapetsimenetelmä	29
3.4.4	Massa- ja vaimennusmatriisit	29
3.4.5	Ominaismuodot ja -taajuudet	32
3.5	Kuormat	34
3.5.1	Köyden katkeamisen mallintaminen kuormana	35
3.5.2	Askelpituus	36
3.5.3	Katkeavat köydet	39
3.6	Dynaamisen analyysin vastetulosteet	39
3.7	Lasketut sysäyslisät	43
4	LABORATORIOKOE	47
4.1	Yleistä	47
4.2	Koesuunnitelma	47
4.2.1	Koerakenteen poikkileikkausarvot ja materiaalivakiot	48
4.2.2	Kuormitus- ja materiaalikokeet	49
4.3	Koerakenteen valmistus	49
4.4	Kuormituskokeet	50
4.4.1	Tuenta	50
4.4.2	Kuormitusjärjestely	50
4.4.3	Kuormituskokeet 1-25	51
4.4.4	Mittaukset	51
4.5	Kuormituskokeen mittaustulokset	52
4.5.1	Ominaistaajuudet ja vaimennussuhteet	52
4.5.2	Kuormituskokeet	52
4.6	Materiaalikokeet	54
4.6.1	Teräspuikipalkki	54
4.6.2	Teräslanka	55
5	KOERAKENTEEN RAKENNEMALLIN DYNAAMINEN ANALYYSI	56
5.1	Yleistä	56
5.2	Rakennemalli	56
5.2.1	Tukiehdot	57
5.3	Rakenneosien poikkileikkausarvot ja materiaalivakiot	57

5.3.1 Jäykistyspalkki	57
5.3.2.Köydet	59
5.4 Laskentamenetelmä	59
5.4.1 Tarkastelupisteen kiihtyvyys	60
5.4.2 Massa- ja vaimennusmatriisit	60
5.5 Kuormat	61
5.5.1 Köyden katkeamisen mallintaminen kuormana	61
5.5.2 Askelpituus	61
5.6 Dynaamisen analyysin kiihtyvyysvastetuloste	62
6 JOHTOPÄÄTÖKSET	64
6.1 Tutkimuksen luotettavuus	64
6.1.1 Sillan mallintaminen	64
6.1.2 Ominaistaajuudet	65
6.1.3 Laboratoriokoe ja koerakenteen rakennemallin analyysi	66
6.1.4 Laskentamenetelmä	67
6.2 Kärkistensalmen sillan suunnitteluun tarkoitetut sysäyslisät	67
6.3 Jatkotutkimukset	68
LÄHDELUETTELO	69
LIITTEET 1-4	Kärkistensalmen sillan rakennemallin 16 alinta ominaismuotoa
LIITTEET 5-13	Kärkistensalmen sillan rakennemallin vastetulosteet köyden 401 katketessa
LIITTEET 14-22	Kärkistensalmen sillan rakennemallin vastetulosteet köyden 405 katketessa
LIITTEET 23-31	Kärkistensalmen sillan rakennemallin vastetulosteet köyden 409 katketessa
LIITTEET 32-40	Kärkistensalmen sillan rakennemallin vastetulosteet köyden 414 katketessa
LIITTEET 41-49	Kärkistensalmen sillan rakennemallin vastetulosteet köyden 418 katketessa

SYMBOLILUETTELO

A	pinta-ala
A_{eff}	tehollinen pinta-ala
A_{dyn}	dynaamisen vasteen ääriarvo
a_n	kiihtyvyyden likiarvo hetkellä t_n
A_{stat}	staattisen vasteen arvo
$a(t_n)$	kiihtyvyyden arvo hetkellä t_n
a_0	vaimennusvakio
a_1	vaimennusvakio
b	poikkikannattimen leveys
b_c	betonikannen leveys
b_{si}	teräsrakenteen i:nnen suorakaiteen leveys
C	vaimennusmatriisi, Rayleigh'n vaimennusmatriisi
d	teräslangan halkaisija
\mathbf{d}	siirtymävektori
$\dot{\mathbf{d}}$	nopeusvektori
$\ddot{\mathbf{d}}$	kiihtyvyydsvektori
d_n	siirtymän likiarvo hetkellä t_n
$d(t_n)$	siirtymän arvo hetkellä t_n
d_z	siirtymä z-akselin suuntaan
d_{0i}	vakio
E_c	betonin kimmokerroin
E_e	köysiteräksen kimmokerroin
E_i	Ernstin kimmokerroin
E_l	laskennallinen kimmokerroin
E_s	teräksen kimmokerroin
$E_s I_y$	teräsputkipalkin taivutusjäykkyys
$(E_s I_y)_{ka}$	teräsputkipalkin taivutusjäykkyyksien keskiarvo
f	sysäyslisä, ominaistaajuus
F	punnuksen paino
\mathbf{F}	kuormitusvektori
f_i	mallin i:nnen ominaismuodon ominaistaajuus
\dot{f}_i	kuormituksen herättämä mallin i:nnen ominaismuodon ominaistaajuus

$f_{p0,2k}/f_{puk}$	jänneteräksen alempi myötöraja / murtoraja
f_i^{tod}	rakenteen i:nnen ominaismuodon ominaistajuus
g	korroosiosuojatun köyden paino pituusyksikköä kohti
g_i	pysyvä kuorma
h	etäisyys
h_a	neutraaliakselin etäisyys poikkileikkauksen alareunasta
I	jäyhyysmomentti
I_t	vääntöjäyhyysmomentti
i^{tod}	rakenteen i:nnen ominaismuodon järjestysnumero
I_x	jäyhyysmomentti x-akselin ympäri
I_y	jäyhyysmomentti y-akselin ympäri
I_{yl}	rakenteen laskennallinen jäyhyysmomentti
I_z	jäyhyysmomentti z-akselin ympäri
K	jäykkyysmatriisi
k_x	jousivakio x-akselin suunnassa
k_y	jousivakio y-akselin suunnassa
k_z	jousivakio z-akselin suunnassa
k_{Mx}	jousivakio x-akselin ympäri
k_{My}	jousivakio y-akselin ympäri
k_{Mz}	jousivakio z-akselin ympäri
l	jännemitta
L	vinoköyden vaakaprojektion pituus
M	massamatriisi
M_{dyn}	dynaamisen taivutusmomentin vasteen ääriarvo
M_{stat}	staattisen taivutusmomentin vasteen arvo
M_y	taivutusmomentti y-akselin ympäri
n	teräksen ja betonin kimmokertoimien suhde
N_{dyn}	dynaamisen normaalivoiman vasteen ääriarvo
N_{stat}	staattisen normaalivoiman vasteen arvo
q_d	mitoituskuorma
q_a	onnettomuuskuorma
q_{ki}	muut muuttuvat kuormat
S	köysielementin normaaliveima
S_z	z-akselin suuntainen normaaliveima

S_0	tarkasteltavan kohdan suurin staattinen leikkaussuure
S_1	tarkasteltavan kohdan suurin staattinen leikkaussuure köyden poistamisen jälkeen
t	paksuus, aika
t_c	betonikannen keskimääräinen paksuus
T_i	mallin i :nnen ominaismuodon jakso
T_i^i	kuormituksen herättämä mallin i :nnen ominaismuodon jakso
T_{\max}	korkeimman ratkaisuun vaikuttavan ominaismuodon jakso
t_{si}	teräsrakenteen i :nnen suorakaiteen keskimääräinen paksuus
v_n	nopeuden likiarvo hetkellä t_n
$v(t_n)$	nopeuden arvo hetkellä t_n
W	taivutusvastus
x	akselin suunta
z	akselin suunta
y	akselin suunta
β	Newmarkin β -menetelmän parametri
γ	Newmarkin β -menetelmän parametri
δ	logaritminen degrementti, taipuma
δ_{\min}	logaritmisen degrementin pienin arvo
Δt	(aika-)askel
Δt_{crit}	kriittinen (aika-)askel
δ_z	z-akselin suuntainen siirtymä
ν_c	betonin Poissonin vakio
ν_s	teräksen Poissonin vakio
ξ	vaimennussuhde
ξ_i	i :nnen ominaismuodon vaimennussuhde
ρ_c	betonin tiheys
ρ_{cl}	betonin laskennallinen tiheys
ρ_s	teräksen tiheys
ρ_{sl}	teräksen laskennallinen tiheys
σ	normaalijännitys
σ_x	x-akselin suuntainen normaalijännitys
σ_z	z-akselin suuntainen normaalijännitys

Φ	ominaismuotovektori
Φ_i	i:s ominaismuotovektori
ω	kulmanopeus
ω_i	i:nnen ominaismuodon kulmanopeus

1 JOHDANTO

1.1 Työn tausta ja tarkoitus

Tämän työn taustalla on Korpilahdella Päijänteen Kärkistensalmen ylittävä, suunnitteilla oleva vinoköysisilta. Sillan eri osiin syntyy lisäjännityksiä, jos yksi köysi äkillisesti katkeaa. Hetkellinen dynaaminen lisäjännitys tasaantuu vähitellen köyden poistosta aiheutuvaksi staattiseksi lisäjännitykseksi. Työn tarkoituksena on selvittää näiden lisäjännitysten erotuksen suhde staattiseen lisäjännitykseen eli sysäyslisä sillan eri osille. Työssä selvitetään ne sysäyslisät, joihin liittyy suurimmat jännityksen tai siirtymän muutokset. Lisäksi selvitetään, vastaako käytetyn menetelmän mukaan analysoidun koerakenteen rakennemallin värähtely koerakenteesta mitattua värähtelyä.

Tässä tutkimuksessa keskitytään elementtimenetelmän (FEM, englanniksi finite element method) käyttöön käytännön suunnittelutyössä Kärkistensalmen sillassa. Sillan pääjännevälistä tulee Suomen pisin.

1.2 Vinoköyden katkeaminen ja vaurioituminen

Työtä aloitettaessa sillan kannatinköysien katkeamisen tutkimisen ajankoh-
taisuutta lisäsi Saarensivun riippusillan romahtaminen Vähässäkyrössä
3.1.1994. Sillan kannatinvaijeri katkesi ja sorti sillan.

Nykyaikaisen vinoköysisillan köysi on katkennut ainakin kolmesti. Quinault-
joen puinen vinoköysisilta Yhdysvalloissa sortui vuosina 1964 ja 1973. Mo-
lemmilla kerroilla sortuminen aiheutui yhden vinoköyden katkeamisesta. Ve-
nezuelassa Maracaibo-järven betonisen vinoköysisillan yksi köysi katkesi
vuonna 1979. Lisäksi kaksi muuta köyttä katkesi, kun sillan korroosioituneita köysiä vaihdettiin uusiin. [2]

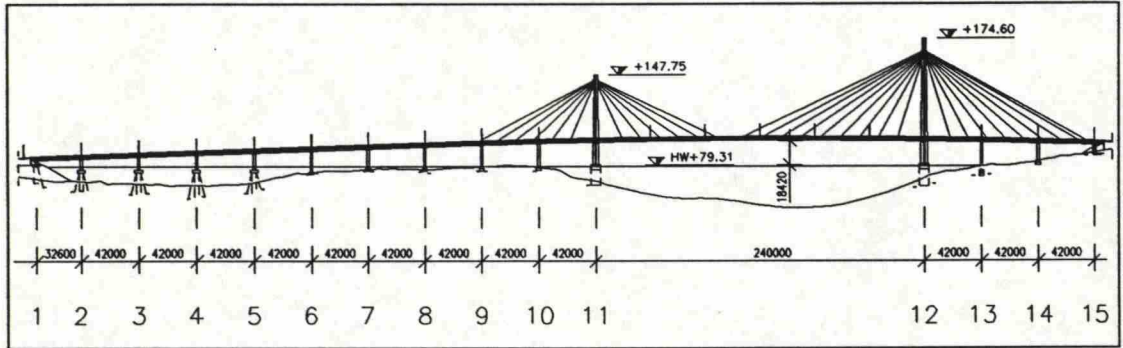
Köysien korroosioituminen on ollut tavanomaisin syy niiden vaurioihin ja vaihtoon. Nykyaikainen köyden suojaaminen on tehokasta, ja tutkimustyötä

tehdään suunnitteilla ja rakenteilla olevien vinoköysisiltöjen köysien korroosiokestävyyden parantamiseksi edelleen. Muita tekijöitä, jotka yhdessä tai erikseen saattavat aiheuttaa vinoköyden vaurioitumisen, ovat metallin väsyminen, ylikuormitus, tuulivärähtely, suunnittelu- tai rakennusvirhe, ylläpidon laiminlyönti ja onnettomuus.

Ajoneuvon tai sen kuorman räjähdys köyden lähellä on todennäköisin köyden katkaiseva onnettomuus. Köysi voidaan katkaista myös tarkoituksellisesti. Näitä tapahtumia ei suunnittelija kykene estämään. Köyden alapää voidaan suojata rakenteellisesti, jolloin köysi ei katkea siihen törmäävän ajoneuvon voimasta.

2 TUTKITTAVA ESIMERKKIRAKENNE

2.1 Yleistä



Kuva 1. Kärkistensalmen silta.

Kuvan 1 Kärkistensalmen silta rakennetaan Korpilahden ja Joutsan välille tielle 610. Korpilahdella silta ylittää Päijänteen ja korvaa nykyisin paikalla olevan lossiyhteyden. Sillan rakentaminen on suunnitteilla vuosille 1994-1997.

2.2 Kärkistensalmen sillan rakennesysteemi

Sillan tyyppi on jatkuva palkki- ja vinoköysisilta. Jännemitat ovat 32,6 m + 9*42 m + 240 m + 3*42 m ja hyötyleveys on 12 m.

Rakennekorkeus koko sillan pituudella on 2200 mm. Jäykistyspalkki on teräksen (S 420 ML) ja betonin (K40-1) muodostama liittorakenne. Teräspääkannattimien korkeus on 1600 mm ja ne on yhdistetty toisiinsa poikkikannattimilla, joiden väli on pääjälänteessä 4800 mm ja muualla 4670 mm. Kannen betonilaatan paksuus on 260 mm ja se kiinnittyy pää- ja poikkikannattiin pulttivaarnoin.

240 m pitkä pääjälänte kannatetaan vinoköysisin. Köysiä on 60 kappaletta.

Sillassa on viisitoista tukea. Tuki 1 ja tuki 15 ovat matukia, muut tuet ovat välitukia. Tuet 11 ja 12 ovat pyloneita. Pylonit (K50-1),väli- (K40-1) ja maatu- (K30-1) rakennetaan teräsbetonista. Välitukien poikkileikkaus on ympyrä ja halkaisija 1600 mm. Tuki 1 perustetaan pengertäytteen päälle ja tuet 2...5 paalujen varaan. Muiden tukien perustus on kallionvarainen. Tukien peruslaatat rakennetaan teräsbetonista (K30-2).

Pylonituelle 11 sijoitetaan sillan pituussuunnassa kiinteä laakeri. Muiden tukien laakerit ovat liikkuvia sillan pituussuunnassa.

2.3 Pylonit

Ison pylonin (tuki 12) huipun korkeus Päijänteen keskivedenpinnasta mitattuna on 96,1 m ja pienen pylonin (tuki 11) 69,2 m.

Molemmat pylonit ovat H-muotoisia voimakkaasti puristettuja tornirakenteita, joiden perustus on kallionvarainen. Pylonin poikittaista jäykkyyttä on lisätty yhdistämällä tornit jännitetyllä poikkipalkilla köysien kiinnityskohdan alapuolelta.

Kansi tukeutuu pyloniin laakerein ja köysin. Pienellä pylonilla laakerit ovat kiinteät. Pieneen pyloniin kiinnittyy 24 köyttä ja isoon 36. Köysien päiden kiinnitys on nivelellinen.

2.4 Vinoköydet

Vinoköydet koostuvat yhdensuuntaisista galvanoiduista langoista muodostetuista punoksista, joita on köysissä 19...31 kappaletta. Lankojen lujuusluokat $f_{p0,2k}/f_{puk}$ ovat $1570 \text{ N/mm}^2 / 1770 \text{ N/mm}^2$. Punokset suojataan vahalla ja päällystetään suurtiheyspolyeteenillä (HDPE, englanniksi high density poly-

ethylene). Asennusvaiheessa köydet sijoitetaan niiden suojausta ja aerodynaamiikkaa parantaviin HDPE-putkiin.

Köydet on järjestetty niin sanottuun puoliviuhkamalliin (saksaksi Halbfächer, englanniksi semi-fan, suomenkieliset nimet vakiintumattomia). Pienen ja ison pylonin köysien ankkurointialueiden korkeudet ovat 3800 mm ja 5650 mm, jolloin köysien ankkurointi ja mahdollinen vaihto ovat tehtävissä vaikeuksitta [3]. Viuhkamalli on rakenteellisesti ja taloudellisesti harppumallia (saksaksi Harfe, englanniksi harp) parempi ratkaisu, koska siinä köysien teräsmäärä ja köysistä jäykistyspalkkiin aiheutuva normaalivoima jäävät pienemmiksi kuin harppumallissa. Lisäksi pylonien taivutus pysyy kohtuullisena. [4] Viuhkamallissa köysien kiinnitys pyloniin lähelle toisiaan on kuitenkin vaikea toteuttaa. Vaikeus vältetään avaamalla viuhka puoliviuhkaksi.

Jäykistyspalkissa köysi kiinnittyy teräksiseen köysipoikkikannattimeen, joka kulkee betonikannen alapuolella poikkisuunnassa pääkannattimien läpi. Köysipoikkikannattimen ulokkeen pituus pääkannattimien ulkopuolella on 1550 mm. Köysien alapään värähtelyä ankkurointialueilla vähennetään vaimentimilla. Vaimennin on köyden ympäröivä HDPE-rengas ja se sijoitetaan köyden alapäätä suojaavaan teräsputkeen.

2.5 Laakerointi

Pienellä pylonilla laakerit ovat kiinteät sillan pituussuunnassa, muut laakerit sallivat sillan pituussuuntaisen liikkeen. Poikittaisia liikkeitä vastaan kaikki laakerit ovat kiinteitä. Kiertymiä ei ole rajoitettu.

Köysijärjestelyn takia laakerit tuilla 9, 10, 13, 14 ja 15 saavat vetoa. Tukea 15 lukuun ottamatta veto poistetaan laakereista jännittämällä kansi pystysuunnassa kiinni tukeen. Tuella 15 käytetään erikoisrakenteista vetoa kestävää "pendelilaakeria". Tuilla 11 ja 12 käytetään erikoisrakenteisia kumipesälaakereita suurten vaakakuormien vastaanottamiseen. Muiden tukien laakerit ovat tavanomaisia kumipesälaakereita.

3 VINOKÖYSISILLAN MALLINTAMINEN JA LASKENTAMENETELMÄ

3.1 Yleistä

Vinoköysisillan analysointi on työlästä sillan moninkertaisen staattisen määräämättömyyden takia. Dynaamista käyttäytymistä tutkittaessa syntyy valtava tietomäärä, jonka hallitsemiseen tietokone on mitä parhain - suorastaan välttämätön - suunnittelijan apuväline.

FEMiin perustuva tietokoneohjelmisto on tehokkain ja käytetyin tapa analysoida monimutkaisia rakenteita kuten vinoköysisilloja. Elementtimenetelmässä tarkastelualue diskretoidaan äärellisiin osiin eli elementteihin. Diskretointi tarkoittaa tarkasteltavan jatkuvan alueen korvaamista diskreetillä pisteistöllä eli hilalla, jonka pisteissä etsitään likiratkaisua. Elementit liittyvät toisiinsa niin sanotuissa solmupisteissä. Määritettävää ratkaisufunktiota approksimoidaan paikallisesti elementin alueella annettujen muotofunktioiden avulla. Ratkaistavia suureita ovat muotofunktioiden kertoimet, jotka ovat samalla tutkittavan suureen arvoja elementin solmupisteissä. FEM-analyysi tietokoneella mahdollistaa rakenteen nopean laskennan erilaisilla lähtöarvoilla. Tässä työssä sillan dynaaminen käyttäytyminen selvitetään tavanomaisella suomalaisessa insinööritoimistossa käytetyllä mikrotietokoneella. Elementtimenetelmäohjelmistona on LUSAS ja sen esi- ja jälkikäsittelijäohjelmistona MYSTRO.

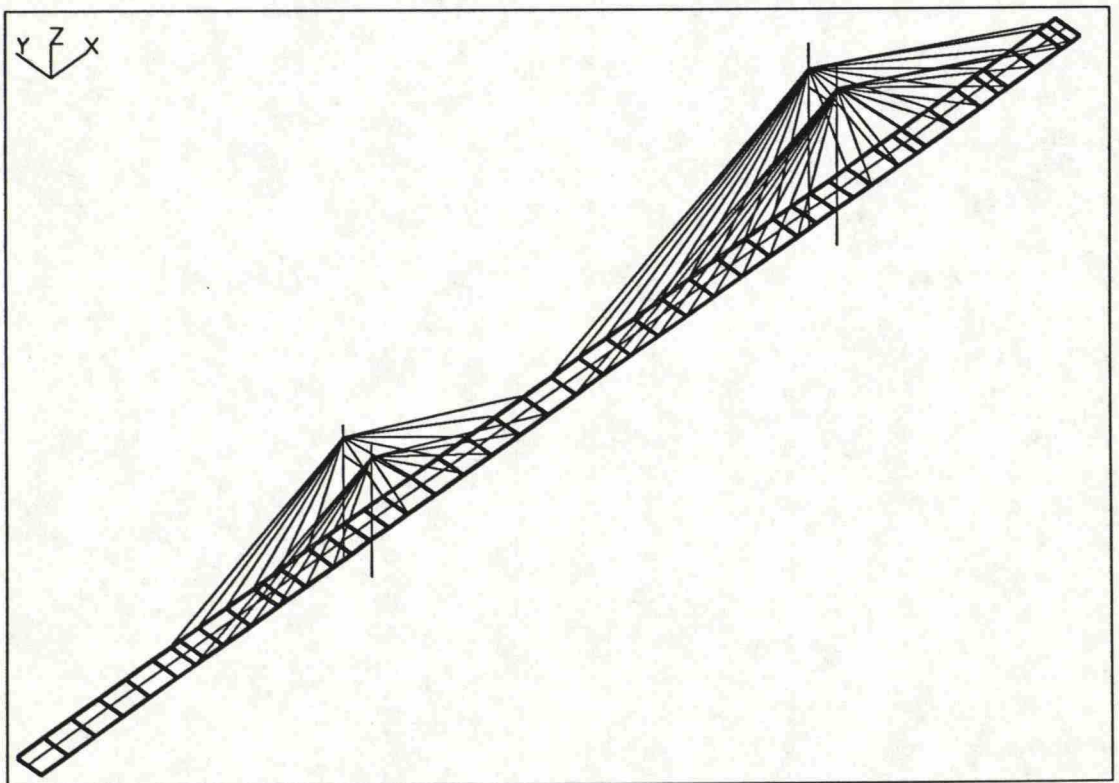
Vinoköysisillan toiminta on geometrisesti epälineaarista. Siltaa voidaan kuitenkin pienin yksinkertaistuksin tutkia lineaarisella mallilla. Jos köysien riippumat ovat pieniä, riippumasta aiheutuvan epälineaarisuuden huomioonottamiseen riittää Ernstin [5] kimmomoduulin käyttö. Ernstin kimmomoduulia käsitellään kohdassa 3.2.2. Toisen kertaluvun teoriaa on käytettävä vain, jos pylonin ja jäykistyspalkin taipumat ovat suuria. Rakennneosien normaalivoimista aiheutuvan geometrisen jäykkyyden vaikutus on pieni. Esimerkiksi Kärkistensalmen sillan ominaistuuksia geometrinen jäykkyys muuttaa suu-

rimmillaan 0,01 Hz.[6] Vaimennuksella on epälineaarisuutta suurempi merkitys vinoköysisillan dynaamiseen käyttäytymiseen [7].

Rakenteen vääntökäyttäytymistä ei voida tutkia tasomallilla, vaan siihen tarvitaan kolmiulotteinen (3D) malli. Suunnittelijan käytössä oleva yrityksen tietokonekanta rajaa rakennemallin tarkkuuden. Mallin luomisessa korostuu vinoköysisillan käyttäytymisen ymmärtäminen kokonaisuutena.

Tässä työssä analysoidaan Kärkistensalmen vinoköysisiltaa lineaarisella kolmiulotteisella rakennemallilla.

3.2 Rakennemalli



Kuva 2. Kärkistensalmen sillan rakennemalli (3D).

Isometrinen kuva rakennemallista sekä valittu koordinaatisto on esitetty kuvassa 2. Rakennemalli luotiin kolmiulotteisista kuori- ja sauvaelementeistä.

Samaa periaatetta vinoköysisillan mallintamisessa käytettiin lähteessä [8]. Köyden katkeamista mallinnettaessa katkeava köysielementti poistettiin rakennemallista (kohta 3.5.1).

Rakennemallin solmujen ja elementtien numerointi kasvoi positiivisen x-akselin suuntaan. Oikean pääkannattimen yläreunan solmunumerot olivat 1...47 ja alareunan 201...247. Vasemman pääkannattimen yläreunan solmunumerot olivat 48...94 ja alareunan 248...294. Kansilaatan keskipisteen solmunumerot olivat 401...447. Pienen pylonin oikean jalan köysielementtinumerot olivat 301...312 ja vasemman 313...324. Ison pylonin oikean jalan köysielementtinumerot olivat 401...418 ja vasemman 419...436. Pylonien solmunumerointi kasvoi positiivisen z-akselin suuntaan. Pienen pylonin oikean jalan solmunumerot olivat 101...110 ja vasemman 111...120. Ison pylonin oikean jalan solmunumerot olivat 141...151 ja vasemman 152...162.

3.2.1 Tukiehdot

Pylonien alapään kiinnitys oli jäykkä. Pilarien ja jäykistyspalkin liitos mallinnettiin jousilla y- ja z-suunnissa. Jouset kiinnitettiin kansilaattaan teräskannattimien paikallisten lommahdusilmiöiden välttämiseksi. Tuella 15 kansilaatan siirtymä estettiin y- ja z-suunnissa. Pienen pylonin kiinteät laakerit otettiin huomioon estämällä kansilaatan siirtymät pylonilla. Ison pylonin liikkuvat laakerit mallinnettiin samalla periaatteella, mutta x-akselin suuntaista siirtymää ei rajoitettu. Pyloneilla kansilaatan kiertymät olivat vapaat.

Taulukko 1. Rakennemallin kansilaatan solmunumeroiden jousivakiot.

nro	k_y [MN/m]	k_z [MN/m]	k_{Mx} [MNm/ rad]	k_{My} [MNm/ rad]	k_{Mz} [MNm/ rad]
4,8,12 38,42,51 55,59,85 89	5,38	3 240	-	-	-
1,48	17,6	3 240	55,5	157	19,9
401	12,6	1 550	56,9	154	19,9

Rakennemallin koon rajoittaminen oli välttämätöntä. Sillan pilarit korvaavien jousien jäykkyydeksi annettiin pilarien materiaali- ja poikkileikkausarvojen sekä keskimääräisen pituuden (17 m) perusteella lasketut pilarien puristus- ja taivutusjäykkyydet. Palkkisillan korvaavien jousien jäykkyys selvitetiin mallintamalla palkkisilta pilareineen. Tämän palkkisiltamallin (varsinaiseen rakennemalliin liittyviä) päätysolmupisteitä kuormitettiin yksikkövoimalla ja -momentilla. Siirtymistä ja kiertymistä laskettiin palkkisillan korvaavien jousien jäykkyys. Mallin kansilaatan solmunumeroiden jousivakiot on esitetty taulukossa 1.

3.2.2 Materiaalivakiot

Teräskannattimien kimmokertoimen E_s käytettiin arvoa 210000 N/mm^2 . Kaikkien teräsosien Poissonin vakio ν_s oli 0,3 ja tiheys ρ_s 7850 kg/m^3 . Laskennallisena tiheytenä ρ_{s1} , joka tarkoittaa rakenneosien todellista painoa jaettuna rakennemallin rakenneosien tilavuudella, käytettiin arvoja $4210...5360 \text{ kg/m}^3$ (pääkannattimet) ja $14390...15180 \text{ kg/m}^3$ (poikkikannattimet ja köysipoikkikannattimet).

Vinoköysien kimmokertoimen perusarvona E_c käytettiin arvoa 195000 N/mm^2 . Riippuman huomioon ottava muunnetun kimmokertoimen arvo laskettiin Ernstin [5] kimmokertoimen

$$E_i = E_c / [1 + E_c(gL/A)^2 / (12\sigma^3)], \quad (1)$$

jossa σ on köyden normaalijännitys [N/mm^2],

E_c on köysiteräksen kimmokerroin [N/mm^2],

g on korroosiosuojatun köyden paino pituusyksikköä kohti [MN/m],

A on köysiteräksen poikkileikkauksen pinta-ala [m^2] ja

L on vinoköyden vaakaprojektion pituus [m].

Teräksen laskennallisen tiheyden ρ_{s1} arvo oli 9360 kg/m^3 . Suuri laskennallinen tiheys aiheutui korroosiosuojauksen rasvasta sekä polyeteenistä.

Betoniosien kimmokerroin laskettiin lähteen [9] kaavalla $E_c = 5000 \cdot K^{\frac{1}{2}}$ [N/mm²]. Kansilaatan betonin kimmokertoimeksi E_c saatiin 31623 N/mm² ja pylonien 35355 N/mm². Betonin Poissonin vakiona ν_c käytettiin arvoa 0,2 ja betonin laskennallisena tiheytenä ρ_{cl} sen tiheyden ρ_c arvoa 2550 kg/m³.

3.3 Rakenneosien poikkileikkausarvot

3.3.1 Jäykistyspalkki

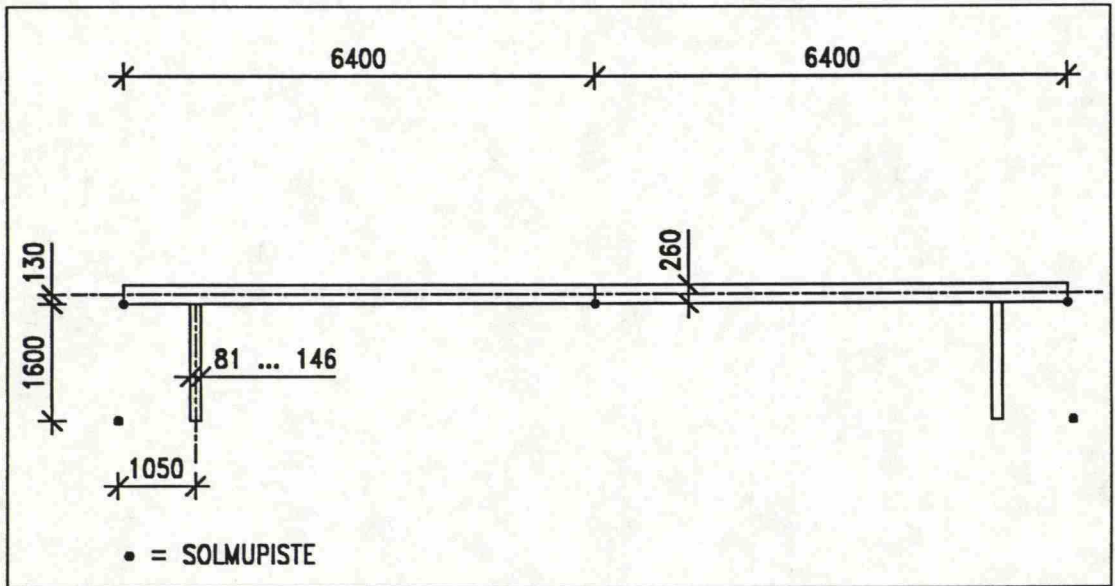
Jäykistyspalkki muodostuu teräksisistä pää- ja poikkikannattimista, köysi-poikkikannattimista sekä betonisesta kansilaatasta. Useat yksityiskohdissaan toisistaan eroavat sillan pituussuunnan poikkileikkaukset voidaan kuvata taulukon 2 poikkileikkaustyypeillä. Sillan betonikannen rauditusasteeksi on oletettu 1% ja teholliseksi leveydeksi 100 %. Jäykistyspalkin poikkileikkausarvojen laskennassa kannen betoni on muutettu vastaamaan terästä jakamalla kannen paksuus teräksen ja betonin kimmokertoimien suhteella. Teräspääkannattimet muodostuvat suorakaideosista. Taulukon 2 poikkileikkausarvot on laskettu Teknillisessä korkeakoulussa diplomityönä laaditulla ja Tiehallituksen (TieH) julkaisemalla ohjelmalla

"Liittopalkkisillan poikkileikkauksen laskentaohjelma LIPA, versio 1.1, TIEH / Siltayksikkö 1992."

Taulukko 2. Kärkistensalmen sillan jäykistyspalkin poikkileikkaustyyppien poikkileikkausarvot.

tyyppi	A [m ²]	I _y [m ⁴]	h _a [m ⁴]	I _z [m ⁴]	I _t [m ⁴]
1	0,3630	0,1371	1,545	12,2958	0,0117
2	0,3596	0,1294	1,559	12,1001	0,0117
3	0,3561	1,1216	1,574	11,9044	0,0116
4	0,3930	0,1821	1,461	14,0128	0,0112
5	0,3875	0,1717	1,480	13,7006	0,0119

Teräspääkannattimet ja kansilaatta mallinnettiin suorakulmaisina kuorielementteinä (kuva 3). Yhteinen solmupiste kannessa muodosti niistä liittorakenteen. Teräksiset poikkikannattimet ja köysipoikkikannattimet mallinnettiin myös kuorielementeinä.



Kuva 3. Teräspääkannattimia ja kansilaattaa mallintavat kuorielementit.

Betonikansi kuvattiin kuorielementtiverkolla, joka poikkisuunnassa muodostui kahdesta rinnakkaisesta 260 mm paksusta vaakasuorasta elementistä. Kummankin elementin leveys oli 6400 mm. Verkon painopiste oli 242 mm teräskannattimia mallintavien elementtien yläreunan yläpuolella. Betonikannen alapuoliset teräspääkannattimet mallinnettiin 1600 mm korkeilla pystysuorilla kuorielementeillä, jotka kiinnitettiin kannen ulkoreunoihin ja joiden painopiste oli 1050 mm kannen ulkoreunojen sisäpuolella. Poikkikannattimet ja köysipoikkikannattimet muodostivat luonnollisen rajan betonikanta ja teräspääkannatinta mallintavien elementtien pituudelle. Jälkimmäisten elementtien paksuus valittiin siten, että jäykistyspalkin kuorielementtien yhteinen taivutusjäykkyys y-akselin ympäri vastasi LIPAlla laskettua jäykistyspalkin jäykkyyttä. Jäyhyysmomentit laskettiin teknillisellä taivutusopilla, jonka mukaan kannen paksuus muutettiin vastaamaan terästä. Teräspääkannatinta

mallintavien kuorielementtien paksuudet ja kuorielementeistä kootun jäykistyspalkin poikkileikkausarvot laskettiin kirjoittajan tätä työtä varten laatimalla taulukkolaskentaohjelmalla.

Rakennemallissa kannen betonia käsiteltiin isotrooppisena materiaalina. Rakennemallin betonikannen ja teräspääkannattimien vääntöjäyhyysmomentti laskettiin kaavalla

$$I_t = 0,3b_c t_c^3/n + \sum 1/3 * b_{si} t_{si}^3, \quad (2)$$

jossa b_c on betonikannen leveys,

t_c on betonikannen keskimääräinen paksuus,

n on teräksen ja betonin kimmokertoimien suhde,

b_{si} on teräsrakenteen i :nnen suorakaiteen leveys

ja t_{si} on teräsrakenteen i :nnen suorakaiteen keskimääräinen paksuus.

Kaava 2 on kirjoittajan sovellus lähteessä [10] esitetystä avoimen ohutkuorisen poikkileikkauksen vääntöjäyhyysmomentista.

Kannen teholliseksi leveydeksi oletettiin 100 %. Kuorielementit ottivat huomioon sekä vapaan että estetyn väännön vaikutuksen. On huomattava, että ainoastaan yksi jäykkyys voi olla tarkka - tässä tapauksessa pystysuuntainen taivutusjäykkyys. Poikkisuuntainen taivutusjäykkyys ja vääntöjäykkyys olivat likiarvoja. Ohjelmalla lasketut mallin jäykistyspalkin poikkileikkaustyyppien poikkileikkausarvot on esitetty taulukossa 3.

Taulukko 3. Rakennemallin jäykistyspalkin liittopoikkileikkausarvot.

tyyppi	A [m ²]	I _y [m ⁴]	h _a [m ⁴]	I _z [m ⁴]	I _t [m ⁴]
1	0,4026	0,1366	1,449	15,5689	0,0114
2	0,3914	0,1293	1,467	14,9259	0,0111
3	0,3802	0,1218	1,487	14,2829	0,0109
4	0,4842	0,1825	1,339	20,2537	0,0145
5	0,4634	0,1718	1,363	19,0596	0,0134

Sillan jäykistyspalkin ja rakennemallin jäykistyspalkin taivutusjäykkyys y-akselin ympäri sekä vääntöjäykkyys pääaukossa (tyyppi 1) vastasivat hyvin toisiaan.

Betonikannen alapuoliset teräksiset poikkikannattimet ja köysipoikkikannattimet mallinnettiin myös 1600 mm korkeilla pystysuorilla kuorielementeillä. Osa poikkikannattimista jätettiin mallintamatta erikseen. Puuttuvien poikkikannattimien ominaisuudet otettiin huomioon yhdistämällä niiden ominaisuudet mallinnettuihin poikkikannattimiin tai köysipoikkikannattimiin. Sillan poikkikannattimien taivutusjäykkyyden määrittäminen x-akselin ympäri yksinkertaistettiin olettamalla neutraaliakselin sijaitsevan poikkikannattimen yläreunassa. Kuorielementtien paksuudet määritettiin siten, että kuorielementtien taivutusjäykkyys x-akselin ympäri elementtien yläreunan suhteen vastasi sillassa käytetyn teräspoikkikannattimen jäykkyyttä oman yläreunansa suhteen. Käytettyjen poikkikannatintyyppien poikkileikkausarvot on esitetty taulukossa 4.

Taulukko 4. Rakennemallin poikkikannatintyyppien poikkileikkausarvot.

nro	b [m]	I_x [m ⁴]
501	0,031	0,0423
502	0,027	0,0369
503	0,040	0,0546
504	0,051	0,0696

3.3.2 Pylonit

Pylonit kuvattiin sauvaelementeillä, joiden tehollisena pinta-alana A_{eff} käytettiin pylonien pinta-alaa. Vääntöjähyysmomentti I_t laskettiin saksalaisilla DIN-normeilla [11] tilassa I. Ison ja pienen pylonin sekä pylonien poikkipalkkien poikkileikkausarvot on esitetty taulukoissa 5, 6 ja 7.

Taulukko 5. Rakennemallin ison pylonin poikkileikkausarvot.

h [m]	A_{eff} [m ²]	I_y [m ⁴]	I_x [m ⁴]	I_t [m ⁴]
5,000	8,512	17,061	14,245	10,5
15,000	7,968	14,005	11,741	9,1
25,000	7,605	12,184	10,243	8,1
35,000	7,062	9,762	8,247	6,7
45,000	6,699	8,340	7,070	5,7
55,000	6,336	7,063	6,010	4,8
66,200	5,792	5,404	4,631	3,4
77,125	3,484	2,695	1,659	1,8
85,040	2,803	2,266	2,237	1,8
91,510	2,713	2,046	2,024	1,8

Taulukko 6. Rakennemallin pienen pylonin poikkileikkausarvot.

h [m]	A_{eff} [m ²]	I_y [m ⁴]	I_x [m ⁴]	I_t [m ⁴]
5,000	7,303	10,766	9,151	6,8
15,000	6,762	8,560	7,307	5,7
25,000	6,403	7,276	6,226	5,0
35,000	6,043	6,124	5,261	4,3
45,000	5,503	4,634	4,006	3,2
49,640	5,322	4,197	3,635	2,8
55,100	5,144	3,793	3,292	2,5
59,600	3,178	2,019	1,270	1,7
64,800	2,664	1,930	1,914	1,7

Taulukko 7. Rakennemallin pylonien poikkipalkkien poikkileikkausarvot.

h [m]	A_{eff} [m ²]	I_y [m ⁴]	I_x [m ⁴]	I_t [m ⁴]
52,850	4,800	1,536	12,400	3,29
72,400	4,000	1,237	6,733	2,45

3.3.3 Köydet

Vinoköydet kuvattiin sauvaelementeillä. Köysien taivutusjäykkyydeksi annettiin infinitesimaalisen pieni luku, ja köysien kiinnitys pyloneihin ja kanteen oli nivelellinen. Köysien alapäiden nivelet sijoitettiin kannen reunoihin ja köysien sijainti köysipoikkikannattimien päässä otettiin huomioon antamalla köysille 500 mm:n epäkeskisyys kansilaatan reunoista ulospäin. Köysien poikkileikkausarvot on esitetty taulukossa 8. Riippuman vaikutus Kärkistensalmen sillan pisimpienkin köysien muunnetun kimmokertoimen arvoihin on pieni. Katkeavan köyden viereiset köydet kantavat suuren osan katkeen köyden kuormasta. Muunnetun kimmokertoimen arvojen määrittämiselle, kuten muillekin köysille, vaikeutti riippumien vaihtelu sillan värähtelyjen aikana. Ison pylonin kahdelletoista pisimmälle köydelle käytettiin muunnettua kimmokerrointa. Näiden köysien teräsjännitykseksi arvioitiin kohdan 3.5.1 perusteella 45 % köyden murtojännityksestä. Kaavaan 1 sijoittamalla saatiin muunnetuksi kimmokertoimeksi

$$E_i = 195000 / [1 + 195000(0,09182 \cdot 134,4)^2 / (12 \cdot 796,5^3)]$$

$$= 194\,000 \text{ N/mm}^2$$

Taulukko 8. Rakennemallin köysien poikkileikkausarvot.

punos- määrä	A [m ²]	I = I _t [m ⁴]	A _{eff} [m ²]	E _e (E _i) [N/mm ²]
31	0,00465	10 ⁻⁶	10 ⁺⁶	195 000 (194 000)
28	0,04200	10 ⁻⁶	10 ⁺⁶	195 000
26	0,00390	10 ⁻⁶	10 ⁺⁶	195 000
25	0,00375	10 ⁻⁶	10 ⁺⁶	195 000
23	0,00345	10 ⁻⁶	10 ⁺⁶	195 000
20	0,00300	10 ⁻⁶	10 ⁺⁶	195 000
19	0,00285	10 ⁻⁶	10 ⁺⁶	195 000

3.4 Laskentamenetelmä

3.4.1 Sysäyslisä

Käytettävällä laskentamenetelmällä pyrittiin selvittää köyden katkeamisen muihin rakenteisiin aiheuttama sysäyslisä

$$f = (A_{\text{dyn}} - A_{\text{stat}}) / A_{\text{stat}}, \quad (3)$$

jossa A_{dyn} on dynaamisen vasteen ääriarvo ja

A_{stat} on staattisen vasteen arvo.

Kaavaan sijoitetaan itseisarvoltaan suurin A_{dyn} ja sitä vastaava A_{stat} (kohta 3.7). Samaa periaatetta sysäysliikkeen laskemiseksi on käytetty lähteessä [13].

3.4.2 Newmarkin β -menetelmä

Dynaaminen tasapainoyhtälö usean vapausasteen värähtelysteemille on

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{d}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{d}} + \mathbf{K}\mathbf{d} = \mathbf{F}, \quad (4)$$

missä \mathbf{M} on massa-, \mathbf{C} viskoosi vaimennus- ja \mathbf{K} jäykkyysmatriisi sekä \mathbf{F} kuorma-, \mathbf{d} siirtymä-, $\dot{\mathbf{d}}$ nopeus- ja $\ddot{\mathbf{d}}$ kiihtyvyyshetki. Matriisit \mathbf{M} , \mathbf{C} ja \mathbf{K} ovat symmetrisiä.

Newmarkin β -menetelmä (Newmark's family of methods) on (suora) yksiaskeleikaintegrointimenetelmä. Aikaintegrointi tarkoittaa tavallisen differentiaaliyhtälön tai yhtälöryhmän alkuarvotehtävän numeerista integrointia. Yksiaskeleimenetelmässä alkuarvotehtävän numeerisessa ratkaisussa funktion määritettävä likiarvo y_{n+1} riippuu vain yhdestä aikaisemmasta arvosta y_n . Alkuarvotehtävä yhtälön 4 ratkaisemiseksi sisältää yhtälön toteuttavan siirtymän $\mathbf{d} = \mathbf{d}(t)$ etsimisen, sekä alkuarvot $\mathbf{d}(0) = \mathbf{d}_0$ ja $\dot{\mathbf{d}}(0) = \mathbf{v}_0$. Newmarkin β -menetelmässä yhtälön 4 ratkaisussa

$$Ma_{n+1} + Cv_{n+1} + Kd_{n+1} = F_{n+1}, \quad (5)$$

$$d_{n+1} = d_n + \Delta t v_n + \Delta t^2/2 * [(1-2\beta)a_n + 2\beta a_{n+1}] \text{ ja} \quad (6)$$

$$v_{n+1} = v_n + \Delta t * [(1-\gamma)a_n + \gamma a_{n+1}], \quad (7)$$

joissa d_n , v_n ja a_n ovat $d(t_n):n$, $v(t_n):n$ ja $a(t_n):n$ likiarvot. Parametrit β ja γ määrittävät käytettävän algoritmin stabiiliuden ja tarkkuuden.

Kaavat 5, 6 ja 7 voidaan käsittää yhtälöryhmäksi kolmen tuntemattoman d_{n+1} , v_{n+1} ja a_{n+1} ratkaisemiseksi olettamalla d_n , v_n ja a_n tunnetuiksi edellisen askeleen ratkaisusta. [14]

Jos laskettava arvo a_{n+1} voidaan määrittää suoraan edeltävien tunnettujen arvojen perusteella, niin menetelmää kutsutaan eksplisiittiseksi (avoimeksi). Menetelmää nimitetään implisiittiseksi (suljetuksi), jos laskettavaa arvoa a_{n+1} ei voida määrittää suoraan edeltävien tunnettujen arvojen perusteella. Eksplisiittisissä menetelmissä ei ole tarpeen kääntää jäykkyysmatriisia kullakin askeleella, mutta implisiittisissä menetelmissä näin on tehtävä. Implisiittisessä menetelmässä jäykkyysmatriisin kääntäminen joka askeleella lisää tietokoneen käyttämää laskenta-aikaa eksplisiittiseen menetelmään verrattuna. Askel voidaan kuitenkin valita huomattavasti pidemmäksi kuin eksplisiittisessä menetelmässä, mikä pienentää aika-askelten lukumäärää.

Newmarkin β -menetelmä on joko ehdottomasti tai ehdollisesti stabiili. Stabiilisuus tarkoittaa, että alkuarvoissa olevan virheen vaikutus tulokseen on äärellinen. Ehdottomassa stabiilisuudessa menetelmä on stabiili kaikilla askelpituuden arvoilla. Askelpituus vaikuttaa ratkaisun tarkkuuteen (kohta 3.5.2). Ehdollisessa stabiiliudessa stabiilisuus saavutetaan vain askeleen ollessa pienempi kuin kriittinen askel Δt_{crit} . Stabiilisuus määräytyy vakioiden β ja γ mukaan, ja ehdottomassa stabiiliudessa on oltava voimassa [14]

$$2\beta \geq \gamma \geq \frac{1}{2}. \quad (8)$$

Ehdollisen stabiiliuden ehdot ovat

$$\gamma \geq \frac{1}{2}, \quad (9)$$

$$\beta < \gamma/2 \text{ ja} \quad (10)$$

$$\omega_i \Delta t \leq \{ \xi(\gamma - 1/2) + [\gamma/2 - \beta + \xi^2(\gamma - 1/2)^2]^{1/2} \} / (\gamma/2 - \beta). \quad (11)$$

3.4.3 Trapetsimenetelmä

Newmarkin β -menetelmää kutsutaan trapetsimenetelmäksi (trapezoidal rule method), kun parametrien β ja γ arvoiksi valitaan $1/4$ ja $1/2$. Implisiittinen trapetsimenetelmä on näillä parametrien β ja γ arvoilla ehdottomasti stabiili. Se on myös konsistentti eli menetelmän diskretointivirhe häviää askelpituuden lähestyessä nollaa. Stabiili ja konsistentti menetelmä on suppeneva eli konvergentti. Δt :n suhteen tarkkuus (englanniksi order of accuracy tai rate of convergence) on toista astetta.

3.4.4 Massa- ja vaimennusmatriisit

Massamatriisi kuvattiin keskitettynä massamatriisina eli elementtien massat jaettiin elementtien solmupisteisiin. Vaimennus annettiin suhteellisenä vaimennuksena käyttäen Rayleigh'n [12] vaimennusta. Rayleigh'n vaimennusmatriisin C muoto on

$$C = a_0 M + a_1 K, \quad (12)$$

jossa M on massamatriisi ja
 K jäykkyysmatriisi.

Vaimennusvakiot a_0 ja a_1 määritetään sillan ominaistajuuksien ja vaimennussuhteen avulla.

Tässä tutkimuksessa käytetyn lähteen [15] mukaan liittorakenteisen sillan mekaanisen vaimennuksen logaritminen degrementin arvo δ_{\min} on $0,04$ taivutusvärähtelyn 1. ominaisuudolle. Logaritminen degrementin δ ja vaimennussuhteen ξ välisen yhteyden

$$\delta = 2\pi\xi / (1 - \xi^2)^{1/2} \quad (13)$$

perusteella saatiin taivutusvärähtelyn 1. ominaismuodon suhteelliseksi vaimennukseksi ξ arvo 0,0064 (0,64 %). Kohdassa 3.4.5 on esitetty esimerkki-kohteen rakennemallin ominaismuotojen ja niiden ominaistajuuksien määrittäminen. Rakennemallin 16 alinta ominaismuotoa on esitetty liitteissä 1-4 ja ominaismuotoja vastaavat ominaistajuuudet taulukossa 9. Rakennemallin 1. ja 2. ominaismuodolle käytettiin samaa suhteellisen vaimennuksen arvoa eli $\xi_1 = \xi_2$. Muiden ominaismuotojen suhteellinen vaimennus ξ_i määritettiin ξ_1 :n ja ξ_2 :n perusteella. Rayleigh'n vaimennusta käytettäessä vaimennussuhteen, vaimennusvakioiden ja ominaistajuuden välinen yhteys on

$$2\xi_i = a_0/\omega_i + a_1\omega_i, \quad (14)$$

jossa ξ_i on tarkasteltavan ominaismuodon vaimennussuhde,

a_0 ja a_1 ovat vaimennusvakiot,

$$\omega_i = 2\pi f_i,$$

f_i on tarkasteltavan ominaismuodon ominaistajuuus ja

ω_i on tarkasteltavan ominaismuodon kulmanopeus.

a_0 ja a_1 voidaan määrittää kahden ominaiskulmanopeuden ω_m ja ω_n sekä niiden vaimennussuhteiden ξ_m ja ξ_n avulla [12] kaavoista

$$a_0 = 2 * (\omega_m\omega_n) / (\omega_n^2 - \omega_m^2) * (\omega_n\xi_m - \omega_m\xi_n) \text{ ja} \quad (15)$$

$$a_1 = 2 * (\omega_m\omega_n) / (\omega_n^2 - \omega_m^2) * (\xi_m/\omega_m + \xi_n/\omega_n). \quad (16)$$

Sijoittamalla näihin sillan kaksi alinta ominaiskulmanopeutta ja olettamalla $\xi_1 = \xi_2 = 0,0064$ saatiin vaimennusvakioiksi

$$a_0 = 19,10 \cdot 10^{-3} \text{ ja}$$

$$a_1 = 2,112 \cdot 10^{-3}.$$

Suunnittelijan tehtävä on arvioida, kuvaavatko kahden alimman ominaistajuuden perusteella valitut vaimennusvakiot riittävällä tarkkuudella koko sil-
lan vaimennusta. Vinoköysisillä alimmat ominaistajuudet hallitsevat ko-
konaisvastetta. Tavallisesti ylimpien ominaismuotojen vaikutusta vasteeseen
ei oteta huomioon.

Rakennemallin ensimmäiseen ja toiseen ominaismuotoon liittyvä vaimennus-
suhde oli edellä mainitun perusteella 0,64 %. Muihin ominaismuotoihin liit-
tyvät vaimennussuhteet voitiin laskea sijoittamalla vaimennusvakiot sekä ky-
seisen ominaismuodon kulmanopeus kaavaan 14. Sijoitusten jälkeen saadut
16 alimman ominaismuodon vaimennussuhteet on esitetty taulukossa 9, jos-
sa on esitetty myös kunkin ominaismuodon kohdan 3.4.5 perusteella laskettu
taajuus ja kulmanopeus.

Taulukko 9. Rakennemallin ominaismuotojen ominaistajuus, ominaiskul-
manopeus ja vaimennussuhde.

i	f_i [Hz]	ω_i [rad/s]	ξ_i
1	0,44679	2,80725	0,0064
2	0,51275	3,22172	0,0064
3	0,59093	3,71289	0,0065
4	0,63082	3,96355	0,0066
5	0,69127	4,34339	0,0068
6	0,80499	5,05790	0,0072
7	0,81780	5,13840	0,0073
8	0,91770	5,76610	0,0077
9	0,92913	5,83791	0,0078
10	1,03789	6,52126	0,0084
11	1,18192	7,42622	0,0091
12	1,24379	7,81496	0,0095
13	1,42979	8,98364	0,0105
14	1,43593	9,02221	0,0106
15	1,48628	9,33857	0,0109
16	1,49463	9,39104	0,0109

Taulukosta ilmenee, että korkeimpien ominaismuotojen vaimennussuhde oli suurempi kuin alimpien ominaismuotojen. Korkeiden ominaismuotojen vaikutus vinoköysisillan vasteeseen on kuitenkin pieni. Trapetsikaavaan liittyy korkeiden ominaismuotojen "taustakohina". Rakennemallin ominaismuodot eroavat rakenteen ominaismuodoista sitä enemmän, mitä karkeampaa diskreetointia on käytetty ja mitä korkeammista ominaismuodoista on kysymys. Mallin korkeat ominaismuodot eivät enää ole rakenteen ominaismuotoja. Korkeiden ominaismuotojen (virheellinen) vaikutus analyysiin pitäisi suodattaa pois esimerkiksi vaimennuksella. Newmarkin β -menetelmä sisältää algoritmista vaimennusta, jos parametrien β ja γ arvot valitaan sopivasti. Jos $\gamma > \frac{1}{2}$, niin korkeisiin taajuuksiin kohdistuu vaimennusta. Tällöin kuitenkin tärkeiden matalien taajuuksien tarkkuus Δt :n suhteen huononee ensimmäisen asteen tarkkuuteen.[14] Edellä esitetty tahaton korkeiden ominaistaajuuksien vaimennus oli siis toivottavaa.

Suunnittelussa käytettävää vaimennussuhdetta on pidettävä arviona. Eri lähteiden arviot vinoköysisillan vaimennuksesta poikkeavat toisistaan. Eroja aiheuttavat muun muassa sillan materiaali, köysien lukumäärä, köysijärjestely, jännevälien suhteet, eri ominaismuotojen erilainen vaimennussuhde sekä arvioinnin yleinen vaikeus. [16][17][18] Työhön liittyvä laboratoriokoe osoitti kokeellisesti eri ominaismuodoilla olevan erilainen vaimennussuhde (kohta 4.5.1). Rakennetun vinoköysisillan ominaismuotojen vaimennussuhteiden kokeellinen määrittäminen on ainoa keino selvittää sillan kunkin ominaismuodon todellinen vaimennus.

3.4.5 Ominaismuodot ja -taajuudet

Ominaismuotoanalyysissä kaavan 4 vaimennusmatriisi C ja kuormitusvektori F oletetaan nolliksi. Yhtälö ratkaistaan olettamalla liiketila harmoniseksi eli

$$d_i = d_{0i} \sin(\omega_i t + \phi_i) \text{ ja} \quad (17)$$

$$\ddot{d}_i = -\omega_i^2 d_{0i} \sin(\omega_i t + \phi_i), \quad (18)$$

kun \mathbf{d}_i on siirtymävektori,

ω_i on kulmanopeus,

t on aika ja

ϕ_i on vaihekulma.

Sijoittamalla kaavojen 17 ja 18 yhtälöt kaavaan 4 saadaan ominaisarvoyhtälöksi

$$(\mathbf{K} - \omega_i^2 \mathbf{M}) \mathbf{d}_i = 0, \quad (19)$$

jossa \mathbf{d}_i on i :s ominaisvektori ja

ω_i^2 on i :s ominaisarvo.

Kaavan 19 yhtälöryhmä toteutuu, jos sen determinantti on nolla eli

$$\det (\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}) = 0. \quad (20)$$

Ominaisarvot ovat siis rakenteen ominaiskulmanopeuksien neliöitä, joista saadaan rakenteen ominaistajuuDET yhtälön $\omega_i = 2\pi f_i$ mukaisesti. Ominaisarvot ω_i pannaan suuruusjärjestykseen merkitsemällä pienintä ominaisarvoa ω_1 . Ominaismuotoanalyysissä ominaisvektoria \mathbf{d}_i kutsutaan ominaismuotovektoriksi Φ_i , koska se kuvaa rakenteen siirtymätilaa.

Ominaismuotoanalyysissä käytettiin samaa kohdissa 3.2 ja 3.3 esitettyä rakennemallia kuin köyden katkeamisajoissa. Eri FEM-ohjelmistojen rakennemallin ominaisarvojen ja -muotojen hakuun käyttämiä iteraatiomenetelmiä on useita. Tässä työssä käytettiin aliavaruusiteraatiomenetelmää (englanniksi subspace iteration)[19]. Eri menetelmin saatavat ominaisarvot ja -muodot eivät juurikaan poikkea toisistaan.

Rakennemallin 1. ominaismuoto oli 1. pystysuuntaisen taivutusvärähtelyn ominaismuoto. Rakennemallin 2. ominaismuoto oli ison pylönin ja jäykistyspalkin 1. vaakasuuntaisen taivutusvärähtelyn ominaismuoto. Muut ominaismuodot on esitetty liitteissä 1-4. Kunkin ominaismuodon taajuus on esitetty

taulukossa 9 (kohta 3.4.4), jossa on esitetty myös kunkin ominaismuodon kulmanopeus ja käytetty vaimennussuhde.

3.5 Kuormat

Vinoköysisillat on pyritty suunnittelemaan siten, että poistettaessa mikä tahansa köysistä ei tapahdu jatkuvaa sortumaa, vaikka silta mahdollisesti vaurioituu. Laskelmat ovat perustuneet staattiseen tarkasteluun. Ainoa suomalainen poikkeus on ollut Utsjoen vinoköysisilta, jonka köyden äkillisen katkeamisen dynaaminen vaikutus selvitettiin tasomallilla [2]. Pitkäjänteisillä vinoköysisilloilla köyden katkeamisen dynaaminen analyysi voi tulla rutiinimaiseksi osaksi rakennesuunnittelua.

Jos kuormitusyhdistelmään kuuluu onnettomuuskuorma, määritetään mitoituskuorma q_d Siltojen kuormat -ohjeen [20] mukaan

$$q_d = \sum_{i=1}^m g_i + q_a + \sum_{i=1}^n 0,5q_{ki}, \quad (21)$$

jossa q_a on onnettomuuskuorma,

g_i on pysyvä kuorma,

q_{ki} on muut muuttuvat kuormat.

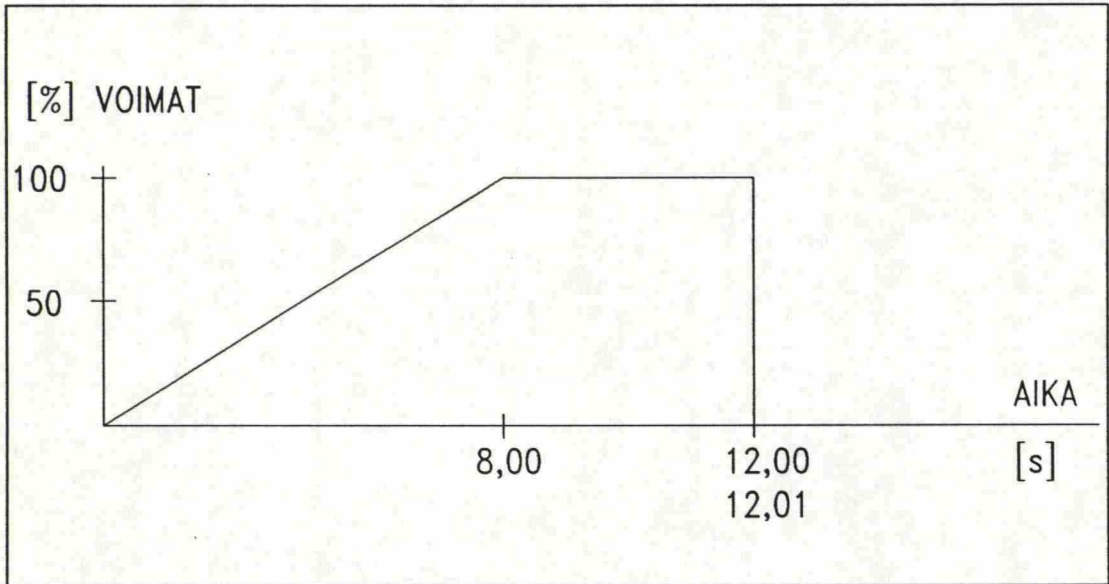
Ohjeessa ei esitetä köyden katkeamista onnettomuuskuormana. Kyseinen kuorma on erikoistapaus, ja Tiehallituksen laatiman Kärkistensalmen siltaa koskevien täsmennettyjen suunnitteluohjeiden [21] mukaan köyden katkeamisen vaikutus on selvitettävä. Mitoituskuorma määritetään kaavasta 21, jos köyden katkeaminen sisältyy kuormayhdistelmään. Mitoituskuormassa onnettomuuskuorman ominaisarvona käytetään arvoa $f \cdot q_a$, kun f on sysäyslisä.

Suunnitteluohjeen [21] mukaan kuormaa q_a vastaavaa leikkaussuuretta merkitään S_u , jolloin mitoitettava leikkaussuure S_u lasketaan

$$S_u = S_0 + f \cdot dS = S_0 + f(S_1 + S_0), \quad (22)$$

jossa S_0 on tarkasteltavan kohdan suurin staattinen leikkaussuure ja S_1 on sama suure samalla kuormituksella köyden poistamisen jälkeen.

3.5.1 Köyden katkeamisen mallintaminen kuormana



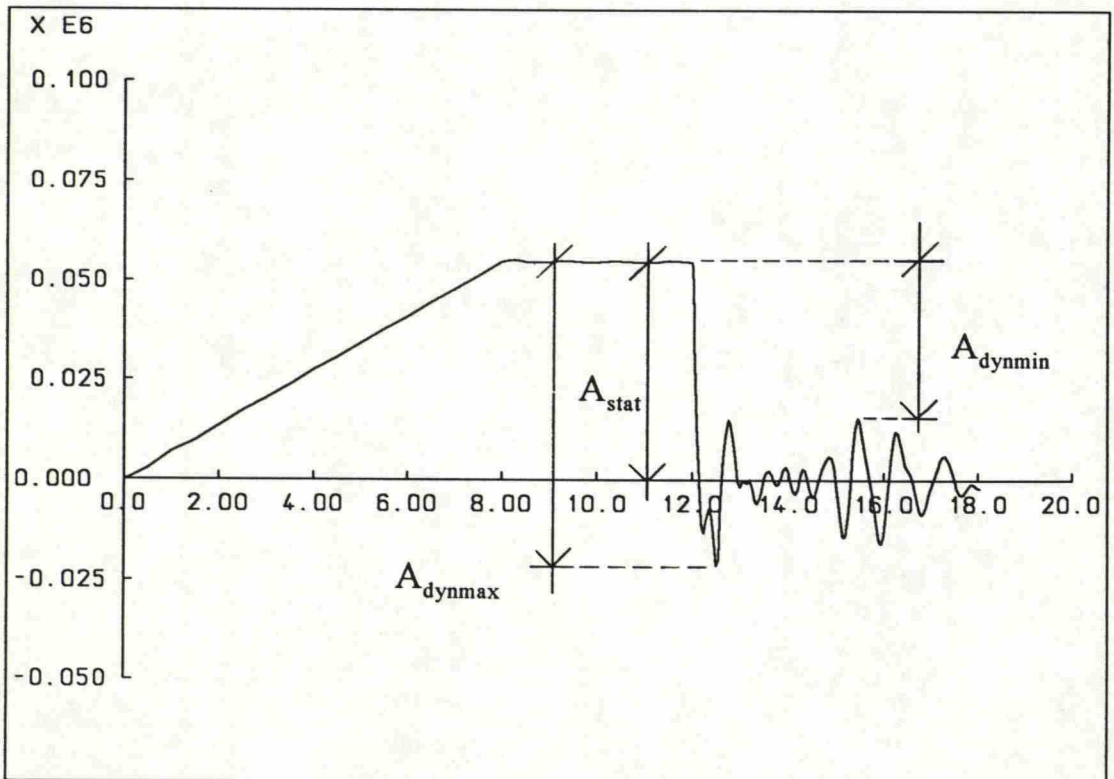
Kuva 4. Rakennemallin köysivoimien kasvattaminen ajan funktiona.

Rakennemallista poistettiin se köysielementti, jonka katkeamisen aiheuttamia vasteita tutkittiin. Katkeavan köyden kumpaankin ankkurointisolmupisteesseen sijoitettiin poistetun köysielementin suuntainen voima vaikuttamaan toisiaan vastaan. Voimien (kuva 4) suuruus oli aluksi 0 ja niitä kasvatettiin lineaarisesti 8 s ($t = 0 \dots 8$ s). Tämän jälkeen voimat pidettiin vakiona 4 s ($t = 8 \dots 12$ s), kunnes ne poistettiin 0,01 s:ssä ($t = 12 \dots 12,01$ s). 0,01 s kuvasi köyden katkeamiseen kuluvaan aikaan. Rakenteen värähtelyä seurattiin 6 s ($t = 12,01 \dots 18,01$ s).

Vakiona pidettävät voimat kuvasivat köyden katkeamishetkellä köydessä vaikuttavaa normaalivoimaa. Tämän voiman suuruus suunnitteluohjeen [21] mukaan saa olla enintään 45 % kyseisen köyden murtokestävyydestä. Voimina käytettiin suurinta sallittavaa normaalivoimaa. Voimia kasvatettiin lineaarisesti ja hitaasti, jottei kasvattaminen olisi toiminut voimakkaana dynami-

sena herätteenä. Voimat pidettiin muuttumattomina 4 s:n ajan, jolloin voimien hitaasta kasvattamisesta aiheutunut vähäinenkin värähtely vaimeni. Vastetulosteista (liitteet 5-49) ilmenee, että rakennemalli käyttäytyi suunnitellusti. Voimien kasvattamisen ja vakiona pitämisen ajat valittiin kokeilemalla. Köyden arvioitiin katkeavan 0,01 s:ssa.

Valitulla "voimienkasvattamismenettelyllä" tulokset oli helppo tulkita. Voimien poistamisen jälkeen vaimenevan värähdysliikkeen vasteen loppuarvon tiedettiin olevan 0. Tällöin staattisen ja dynaamisen vasteen suuruus oli helposti määritettävissä (kuva 5).

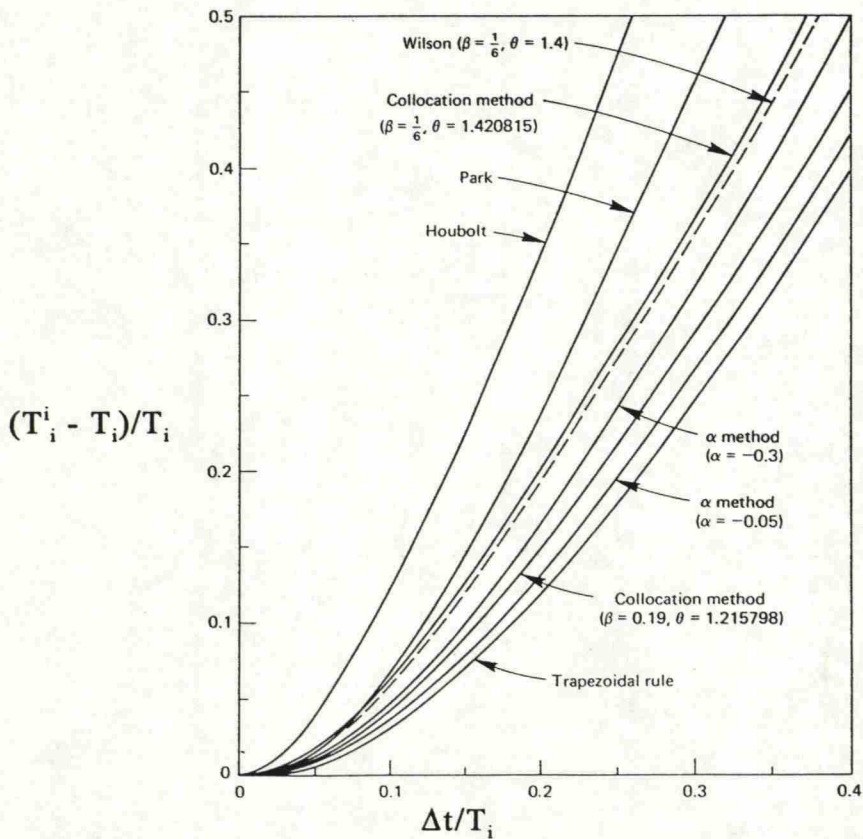


Kuva 5. Rakennemallin staattisen ja dynaamisten vasteiden määrittäminen.

3.5.2 Askelpituus

Askelpituus vaikuttaa trapetsimenetelmän tarkkuuteen. Stabiiliuteen sillä ei ole vaikutusta (kohta 3.4.3). Askelpituudella valitaan tarkasteltaviksi ne ominaismuodot, joiden vaikutus halutaan kuvautuvan vasteeseen tarkasti.

Rakennemallin ominaisuudet i ja -taajuudet f_i poikkeavat rakenteen ominaismuodoista i^{tod} ja -taajuuksista f_i^{tod} . Diskreetointivirhe on sitä suurempi, mitä karkeampaa mallia käytetään. Kun mallia aikaintegroidaan, kuormituksen herättämät mallin ominaistajuuksien f_i poikkeavat mallin ominaistajuuksista f_i . Sekä diskreetointi että aikaintegrointi aiheuttavat siis virheitä. Käytännössä mallista haluttaisiin herättää ominaistajuuksia f_i^{tod} , mutta herätetäänkin ominaistajuuksia f_i . Ominaisuuksia f_i ja f_i vastaavia jaksoja merkitään T_i ja T_i^i . Aikaintegroinnin aiheuttamaa virhettä tutkitaan suhteella $(T_i^i - T_i)/T_i$, jonka nimi on vaihevirhe (englanniksi relative period error). Vaihevirheen suuruus on funktio askeleen Δt suhteesta jaksoon T_i . Kuvassa 6 on esitetty trapetsimenetelmän (englanniksi trapezoidal rule), sekä myös joidenkin muiden aikaintegrointimenetelmien vaihevirhe. [14]



Kuva 6. Vaihevirhe [14].

Kärkistensalmen sillan rakennemallin 16. ominaismuodon jakso T_{16} oli 0,6691 s. Kun askelpituutena Δt käytettiin arvoa 0,05 s, niin kuvan 6 mukaan tämän ominaismuodon vaihevirhe oli noin 0,015 (1,5 %). Tätä voidaan pitää pienenä arvona, ja sen vaikutusta diskreetointivirhettä vähäisempänä. Alempien ominaismuotojen vaihevirhe oli tätäkin pienempi.

Lähteen [19] mukaan ratkaisun tarkkuus on riittävä, kun askeleen Δt arvo on noin $T_{\max}/20$. T_{\max} on arvioidun korkeimman ratkaisuun vaikuttavan ominaismuodon jakso. Tätä matalampien ominaismuotojen vaikutus kuvautuu tarkasti. Lähteissä [7] ja [22] trapetsimenetelmää yksinkertaistettiin muotosuperpositiomenetelmällä (modal response method) eli värähtelevän rakenteen ratkaisu määritettiin ominaismuotojen avulla. Lähteissä [7] ja [22] askeleena Δt käytettiin vastaavasti korkeimman mukana olevan ominaismuodon jaksonajan kymmenesosaa $T_{\max}/10$ ja kuudesosaa $T_{\max}/6$. Tarkasteltavat ominaismuodot olivat vinoköysisillan 25 alinta ominaismuotoa. Lähteessä [2] käytettiin myös muotosuperpositiomenetelmää, Δt oli $T_{\max}/10$ ja tarkasteluun otettiin vinoköysisillan 16...33 alinta ominaismuotoa.

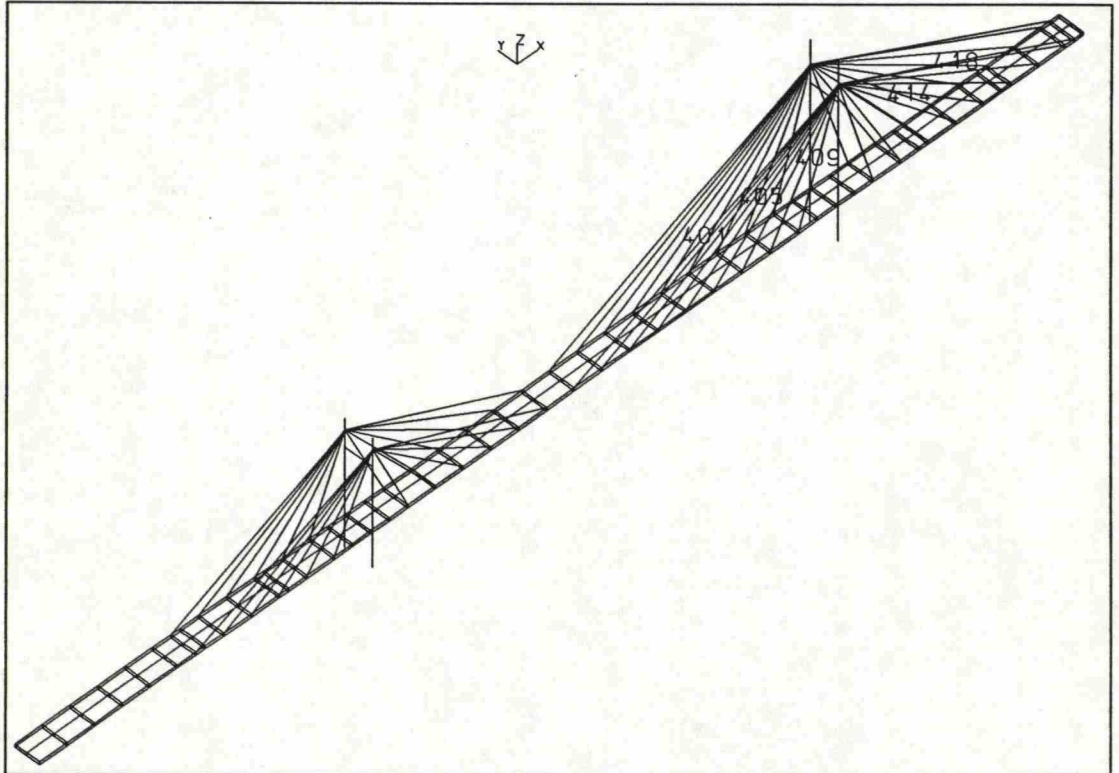
Tässä tutkimuksessa askelpituuden Δt perusarvo oli siis 0,05 s, ja esimerkiksi rakennemallin 16. ominaismuodon mukaan määritettynä askelpituus Δt oli $T_{16}/13$. Tarkkuutta voitiin pitää riittävänä.

Askelpituus vaihteli ajojen aikana. Ensimmäinen askelpituus Δt_1 oli 0,5 s ($t = 0...8$ s). Välillä $t = 0...8$ s voimat kasvatettiin lineaarisesti täyteen arvoonsa. Askelpituudeksi Δt_2 vaihdettiin 0,25 s ($t = 8...12$ s) ja voimat pidettiin vakiona. 4 s:n aikana voimien kasvattamisesta aiheutuva rakenteen värähtely vaimeni. Seuraavan 4 askeleen sarjan ensimmäinen askel kuvasi köyden katkeamista; voimat poistettiin. Askeleen Δt_3 pituus oli 0,01 s ($t = 12...12,04$ s). Viimeinen askelpituus Δt_4 muutettiin 0,05 s:ksi ($t = 12,04...18,04$ s). Hetkellä $t = 18,04$ s ajot keskeytettiin.

Rakennemallin alimman ominaistajuuden jakso oli vain 2,238 s. Muiden ominaismuotojen jakso oli tätäkin pienempi. Voimien poistamisen jälkeisten

värähtelyjen vasteiden ääriarvot odotettiin saavutettavan muutamassa sekunnissa köyden katkettua, koska värähtelyyn liittyi vaimennusta. Laskettavia sysäyslisiä koskevat vasteet saavuttivat ääriarvonsa voimien poistamisen jälkeisenä 6,03 s:n seuranta-aikana, kuten liitteiden 5-49 kuvaajat osoittavat.

3.5.3 Katkeavat köydet



Kuva 7. Katkeavat köydet.

Katkeavat köydet liittyivät isoon pyloniin ja sijaitsivat sillan kannen oikealla reunalla (kuva 7). Katkeavien köysien elementtinumerot olivat 401, 405, 409, 414 ja 418.

3.6 Dynaamisen analyysin vastetulosteet

Dynaamisten vasteiden kuvaajat ajan suhteen on esitetty liitteissä 5-49. Kuvaajien vaaka-akseli on aika ja pystyakseli tarkasteltavan suureen vaste. Ku-

kin liite sisältää 4 kuvaajaa. Kustakin kuvaajasta ilmenee sillan toiminta kolmiulotteisena rakenteena. Kuvaajaan on sijoitettu kahden tarkastelupisteen vasteet. Pisteet sijaitsevat symmetrisesti sillan pituusakselin suhteen sillan oikealla ja vasemmalla puolella. Samat vasteet on selvitetty kussakin köyden katkeamistapauksessa. Kussakin katkeamistapauksessa vain osa vasteista on merkityksellisiä. Sillan oikean puolen vasteet on kuvaajissa tulostettu paksu summalla viivalla kuin vasemman puolen vasteet. Vasteen köysi- tai solmunumero on vastaavasti tulostettu paksulla viivalla, jos numero liittyy sillan oikeaan puoleen. Rakennemallin kolmiulotteisuuden avulla kuvaajista ilmenee, että kansi jakaa kuormia vain vähän sillan poikkisuunnassa. Liittorakenteiselle avoimelle kansipoikkileikkaukselle tämä on odotettavissa. Tämä on FEM-laskennallinen osoitus mahdollisuudesta jakaa jäykistyspalkin kuormat riittävällä tarkkuudella teräspääkannattimille "vipusäännön" mukaan.

Kuvaajissa on ympyröity sysäyslisän laskemiseen käytettyjen tarkastelupisteiden numerot. Staattisena vasteena on käytetty vasteen arvoa 0,5 s ($t = 11,5$ s) ennen köyden katkeamista. Dynaamisten vasteiden ääriarvot saadaan (kohta 3.5.1, kuva 5) aikaväliltä $t = 12,01 \dots 18,01$ s.

Vastinpisteiden välillä kuvaaja on piirretty murtoviivana. Tästä huolimatta kuvaajat "kaareutuvat", mikä on karkea osoitus riittävän pieneksi valitusta askelpituudesta.

Köysien normaalivoiman [kN] kuvaajissa positiivinen voima tarkoittaa vetoa.

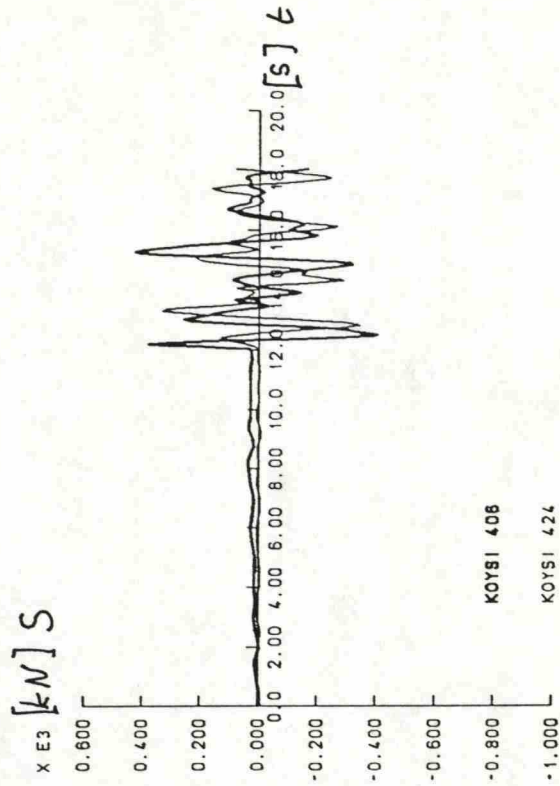
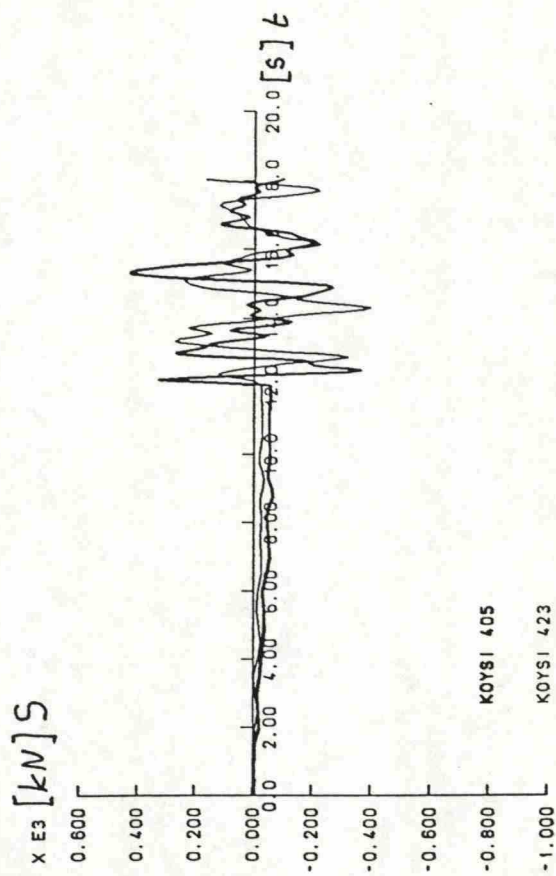
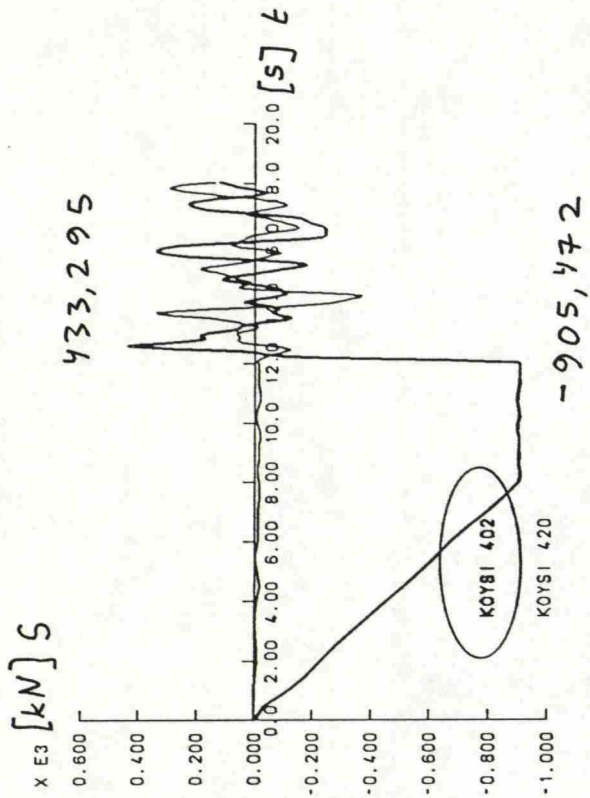
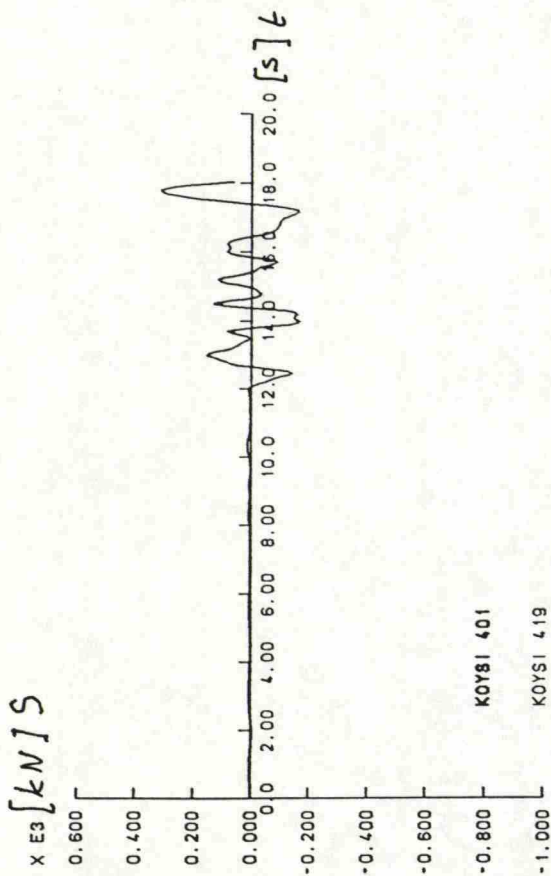
Pylonin solmupisteiden taivutusmomentin [kNm] kuvaajissa positiivinen taivutusmomentti esittää taivutusta rakennemallin y-akselin ympäri oikeakätisen merkkisäännön mukaan. Solmupisteissä 141 ja 152 (pylonin alapää) merkkisääntö on vastakkainen.

Pylonin solmupisteiden normaalivoiman [kN] kuvaajissa positiivinen voima tarkoittaa vetoa.

Teräspääkannattimien solmupisteiden normaalijännityksen [kN/mm^2] kuvaajissa positiivinen jännitys tarkoittaa vetoa. Normaalijännitys on esitetty sekä solmupisteen vasemmalla että oikealla puolella. Sysäyslisän määrittämiseen käytetään sitä puolta, johon liittyy suurempi dynaamisen jännityksen itseisarvo.

Teräspääkannattimien solmupisteiden siirtymän [m] kuvaajissa positiivinen siirtymä esittää siirtymää rakennemallin positiivisen z-akselin suuntaan.

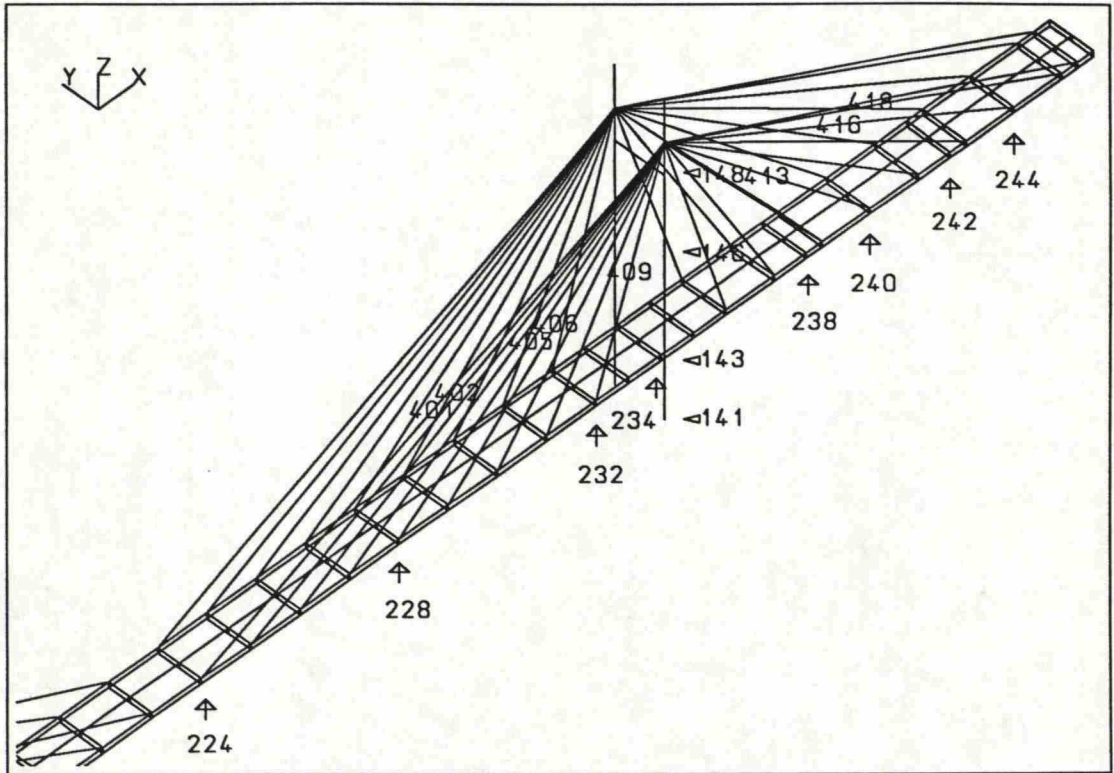
Kuvassa 8 on esimerkkinä köysien 401, 402, 405, 406, 419, 420, 423 ja 424 normaalivoiman 4 kuvaajaa köyden 401 katketessa.



KOYSIEN NORMAALIVOIMA S [kN] AJAN [s] FUNKTIONA

Kuva 8. Esimerkkituloste kuvaajista.

3.7 Lasketut sysäyslisät



Kuva 9. Rakennemallin tarkasteltavat solmupisteet ja köysielementit.

Lasketut sysäyslisät köyden katkeamistapauksen ja tarkasteltavan solmupisteen tai elementin numeron funktiona on esitetty taulukoissa 10, 11, 12 ja 13. Tarkasteltavat solmupisteet ja elementit on esitetty kuvassa 9. Sysäysliisien laskemiseen on käytetty vasteita, jotka aiheuttavat suurimmat jännityksen tai siirtymän muutokset. Nämä vasteet on ympyröity kohdan 3.6 ja liitteiden 5-49 kuvaajissa. Suurimmat muutokset esiintyvät sillan oikeassa reunassa, kuten oli odotettavissa kohdan 3.6 mukaan. Esimerkinomaisesti on myös laskettu kaksi ison pylonin vasemman jalan sysäyslisää sekä sysäysliisiä, jotka eivät aiheuta suuria jännityksen tai siirtymän muutoksia. Nämä sysäyslisät ovat itseisarvoltaan suuria, mutta rakennusosien mitoituksen kannalta merkityksettömiä. Taulukoissa 10, 11, 12 ja 13 sillan vasemman reunan solmunumerot ja sysäyslisät on kursivoitu. Tarvittavat vasteiden ääriarvot on talletettu LUSASin numeerisiin tulostiedostoihin, joita ei ole liitetty tähän tutkimukseen. Kunkin ajon numeeristen tulostiedostojen koko oli noin

15 megatavua (Mb). Numeeristen tulostiedostojen sijasta vasteiden ääriarvot on esitetty liitteiden 5-49 vastetulosteissa graafisesti. Ääriarvojen lisäksi kuvaajista ilmenee myös vasteiden kehitys ajan funktiona koko tarkasteluajalta. Lukija voi liitteiden 5-49 tulosteista laskea myös muita sysäyslisiä kuin tässä tutkimuksessa lasketut.

Köysien jännitys on suoraan verrannollinen köysien normaalivoimiin. Jäykistyspalkin alareunan normaalijännitys σ_x kuvaa käytetyn karkean rakennemallin normaalijännitystä. Likiarvona jännitystä ei voi suoraan verrata Kärkistensalmen siltaan (kohta 6.1.1). Esimerkki köyden jännityksen, jäykistyspalkin siirtymän tai jäykistyspalkin alareunan normaalijännityksen sysäyslisän laskemisesta kaavaa 3 käyttämällä esitetään laskemalla köyden 402 normaalijännityksen sysäyslisiä sen viereisen köyden 401 katketessa:

$$A_{\text{dyn}} = 1338,765 \text{ kN}$$

$$A_{\text{sta}} = 905,47 \text{ kN}$$

$$\rightarrow f = (1338,765 - 905,47) / (905,47) = 0,48$$

Pylonin reunajännityksen sysäyslisiä lasketaan pylonin taivutusmomentin ja samanaikaisen pylonin normaalivoiman dynaamisen ja staattisen vasteen avulla.

$$A_{\text{dyn}} = \pm M_{\text{dyn}}/W + N_{\text{dyn}}/A \text{ ja} \quad (23)$$

$$A_{\text{stat}} = \pm M_{\text{stat}}/W + N_{\text{stat}}/A, \quad (24)$$

joissa A_{dyn} on dynaamisen vasteen ääriarvo,

A_{stat} on staattisen vasteen arvo,

M_{dyn} on dynaamisen taivutusmomentin vasteen ääriarvo,

N_{dyn} on dynaamisen normaalivoiman vasteen ääriarvo,

W on tarkasteltavan poikkileikkauksen taivutusvastus,

A on tarkasteltavan poikkileikkauksen pinta-ala,

M_{stat} on staattisen taivutusmomentin vasteen arvo ja

N_{stat} on staattisen normaalivoiman vasteen arvo.

Taivutusmomentit M_{dyn} ja M_{stat} aiheuttavat puristus- ja vetojännityksen eri puolille pylonia. Tällöin pylonille lasketaan kaksi toisistaan poikkeavaa sysäyslisää (i) ja (ii). Huomioon otetaan se sysäyslisä, johon liittyy suurempi dynaamisen reunajännityksen itseisarvo. Lasketaan esimerkkinä kaavoilla 23, 24 ja 3 ison pylonin solmupisteen 141 normaalijännityksen sysäyslisä köyden 401 katketessa:

$$\begin{aligned} \text{(i)} \quad A_{\text{dyn}} &= 56341,42 / 6,69584 + 3283,72 / 8,512 \\ &= 8414 + 386 = 8800 \text{ kN/mm}^2 \\ A_{\text{stat}} &= 8492,3 / 6,69584 + 1734,12 / 8,512 \\ &= 1268 + 204 = 1472 \text{ kN/mm}^2 \\ \rightarrow f &= (8800-1472) / 1472 = 4,98 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{(ii)} \quad A_{\text{dyn}} &= -56341,42 / 6,69584 + 3283,72 / 8,512 \\ &= -8414 + 386 = -8028 \text{ kN/mm}^2 \\ A_{\text{stat}} &= -8492,3 / 6,69584 + 1734,12 / 8,512 \\ &= -1268 + 204 = -1064 \text{ kN/mm}^2 \\ \rightarrow f &= (-8028+1064) / (-1064) = 6,55 \end{aligned}$$

Kohdassa (i) pylonissa esiintyy suurempi dynaamisen reunajännityksen itseisarvo kuin kohdassa (ii). Kohta (i) on siis mitoittava ja sysäyslisänä f käytetään arvoa 4,98.

Taulukko 10. Vinoköyden normaalijännityksen σ sysäyslisä f .

katkeava köysi	köysinumero							
	401 419	402 420	405 423	406 424	409 427	413 431	416 434	418 436
401		0,48						
405				0,41				
409				4,42				
414						0,47		
418							0,50	

Taulukko 11. Pylonin reunajännityksen σ_z sysäyslisä f.

katkeava köysi	solmunumero	
	141 152	146 157
401	4,98 9,82	2,82 20,05
405	-41,14	-68,84
409	21,61	3,87
414	2,34	1,03
418	2,64	2,43

Taulukko 12. Teräspääkannattimen alareunan normaalijännityksen σ_x sysäys-
lisä f.

katkeava köysi	solmunumero							
	224 271	228 275	232 279	234 281	238 285	240 287	242 289	244 291
401	0,39							
405		0,35						
409			0,38					
414							0,62	
418	1,95							

Taulukko 13. Teräspääkannattimen alareunan pystysuoran siirtymän d_z sy-
säyslisä f.

katkeava köysi	solmunumero			
	224 271	228 275	232 279	244 291
401	0,48		19,00	
405		0,39		
409			0,55	
414	1,00			
418	1,05			

4 LABORATORIOKOE

4.1 Yleistä

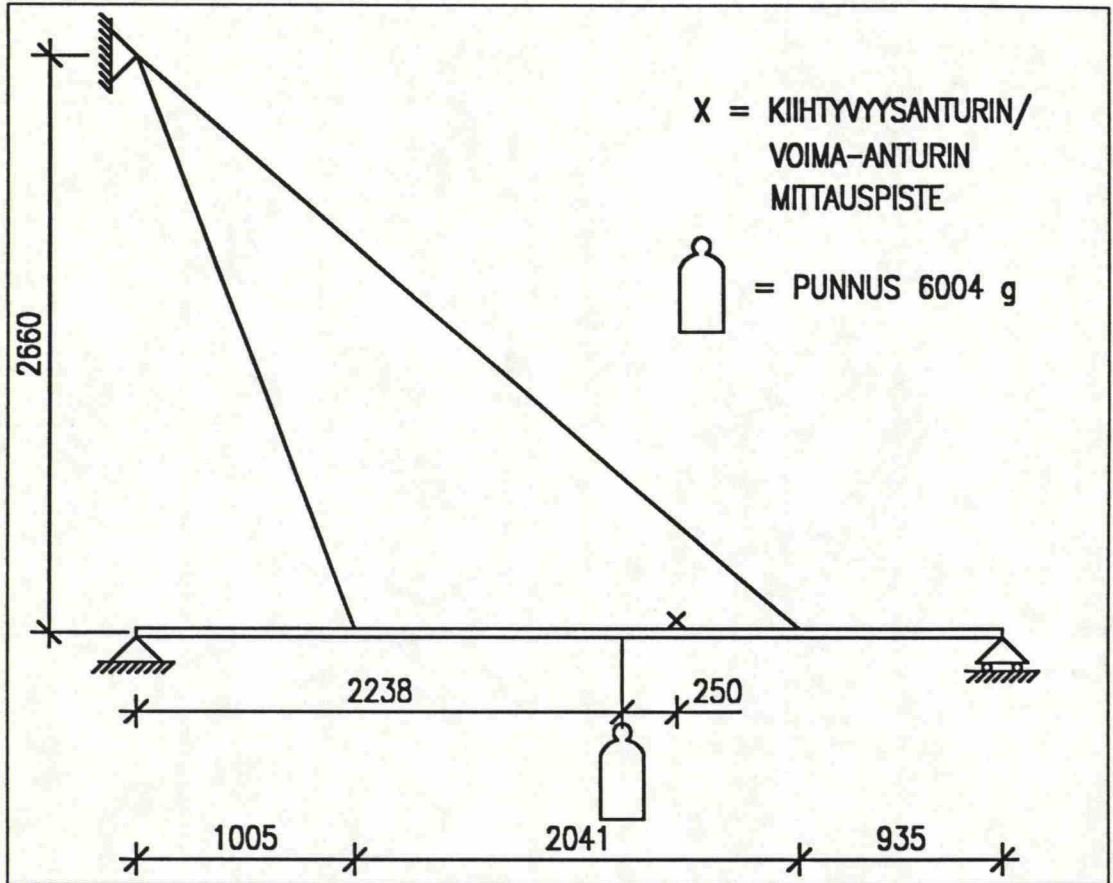
Laboratoriokokeen koerakenteen ja koerakenteen rakennemallin dynaamisen analyysin (luku 5) tuloksia vertaamalla voidaan arvioida Kärkistensalmen sillan sysäyslisien laskentamenetelmän luotettavuutta; sillan sysäyslisien laskeamiseen ja koerakenteen rakennemallin dynaamiseen analyysiin käytettiin samaa tutkimusmenetelmää. Lisäksi FEMissä kohtisuoraan toisiinsa liittyvien kuorielementtien yhtymäkohta tulisi mallintaa useilla pienillä elementeillä, mutta Kärkistensalmen sillan rakennemallin kokoa oli rajoitettava ja useita elementtejä ei voitu käyttää. Tämän rakennemallin häiriöpisteen merkityksen arvioiminen ilman laboratoriokoetta oli vaikeaa.

Koerakennetta kuormitettiin vain pystysuunnassa. Sen rakennemallin dynaamisessa analyysissä käytettiin kuitenkin avaruusmallia, kuten Kärkistensalmen sillan rakennemallissakin. Koerakenne ei jäljitellyt Kärkistensalmen siltaa. Koerakenne rakennettiin ja kuormitettiin Teknillisen korkeakoulun (TKK) rakennusinsinööriosaston koehallissa. Laboratoriokokeen dynaamiset mittaukset teki TKK:n koneinsinööriosaston lujuusopin laboratorion mittausryhmä.

4.2 Koesuunnitelma

Kuormituskokeen tarkoitus oli poistaa äkillisesti koerakennetta kuormittava paino ja mitata poiston jälkeinen koerakenteen pystysuuntainen kiihtyvyys. Lisäksi koerakenteesta oli tarkoitus mitata alimpien pystysuuntaisten ominaismuotojen ominaistaajuus sekä niiden vaimennussuhde. Kokeesta laadittiin raportti osaksi tätä diplomityötä.

4.2.1 Koerakenteen poikkileikkausarvot ja materiaalivekiot



Kuva 10. Laboratoriokokeen koerakenne ja kuormitusjärjestely.

Koerakenne ja laboratoriokokeen kuormitusjärjestely on esitetty kuvassa 10. Koerakenteen kuumavalssatusta RHS-putkipalkista valmistettu jäykistyspalkki liitettiin vinoin teräslangoin koehallin pilariin ja palkin päät laakeroitiin. Putkipalkin valmistajan ilmoittamat poikkileikkausarvot on esitetty taulukossa 14. Poikkileikkauksen mitat vastasivat valmistajan ilmoittamia arvoja. Valmistajan mukaan teräksen kimmokerroin E_s oli 210000 N/mm^2 , Poissonin vakio ν_s oli 0,3 ja tiheys ρ_s oli 7850 kg/m^3 .

Taulukko 14. Koerakenteen RHS-putkipalkki.

t [m]	A [m ²]	I _y [m ⁴]	I _z [m ⁴]	I _t [m ⁴]
$3,2 \cdot 10^{-3}$	$722 \cdot 10^{-6}$	$191 \cdot 10^{-9}$	$581 \cdot 10^{-9}$	$461 \cdot 10^{-9}$

4.2.2 Kuormitus- ja materiaalikokeet

Koerakenne kuormitettiin punnuksella, joka poistettiin äkillisesti. Kuormituskokeen aikana jäykistyspalkin tarkastelupisteestä mitattiin pystysuuntainen kiihtyvyys.

Koerakenteeseen käytetyn putkipalkin taivutusjäykkyys tarkistettiin taipumakokeilla (kohta 4.6.1) ja teräslangan aksiaalijäykkyys vetokokeilla (kohta 4.6.2). Jatkossa teräslankaa kutsutaan köydeksi analogiana vinoköysisiltään, jos teräslankaa käsitellään jäykistävänä rakenneosana.

4.3 Koerakenteen valmistus

Teräsputkipalkin alalaippaan porattiin reikiä punnuksen ja mahdollisten lisäpainojen kiinnityspaikkoihin. Kummankin köyden pää puristettiin ruuveilla ja muttereilla liukumattomaksi koehallin pilariin kiinnitettyyn teräslevyyn. Alapäästään jäykästi kiinnitetty tukeva pilari katsottiin siirtymättömäksi tueksi. Köysien vapaat päät vietiin vanttiruuvien pituusakseliin kiinnitettyihin liitososiin porattujen reikien läpi, jonka jälkeen liitososat puristettiin ruuveilla ja muttereilla liukumattomasti kiinni köysiin. Vanttiruuvit kiinnitettiin jäykistyspalkin jänteen ulommaisiin neljännespisteisiin hitsattuihin korvakkeisiin ruuveilla. Seuraavaksi köysiä kiristettiin vanttiruuverilla niin paljon, että köydet pysyivät puristettuina kuormituskokeiden ajan. Valmis koerakenne koekuormitettiin, ja sen taipumat mitattiin neljästä pisteestä: 1) lyhyen vinoköyden alapää, 2) köysien puoliväli, 3) anturin sijoituspaikka (kohta 4.4.4) ja 4) pitkän köyden alapää. Kuormituspisteet olivat A) köysien puoliväli ja B) punnuksen sijoituspaikka (kohta 4.4.2). Koekuormituksen $[N]$ suhde taipumaan $[mm]$ eli pystysuoran siirtymän laskennallinen jousivakio on esitetty taulukossa 15. Kustakin mittauspisteestä laskettu suurimman jousivakion jäykkyysero pienimpään jousivakioon on esitetty taulukon 15 viimeisessä sarakkeessa prosentteina. Koekuormituksen suhdetta taipumaan voitiin pitää lineaarisena.

Taulukko 15. Koerakenteen koekuormituksen [N] suhde taipumaan [mm] sekä jäykkyysero [%]

kuormi- tuspiste	mitta- piste	kuorma 45,089 N	kuorma 294,339 N	kuorma 539,687 N	jäyk- kyysero
A	1	89,25	86,83	88,76	2,8
A	2	54,54	53,42	54,13	2,1
A	3	57,08	57,15	58,03	1,7
A	4	81,82	81,08	81,90	1,0
B	1	94,40	93,15	95,02	2,0
B	2	55,16	54,21	54,85	1,8
B	3	55,78	55,64	56,22	1,0
B	4	76,70	76,45	77,21	1,0

4.4 Kuormituskokeet

4.4.1 Tuenta

Koerakenteen jäykistyspalkki tuettiin moninkertaisesti staattisesti määräämättömäksi rakenteeksi - vinoköysisillaksi. Vaakasuunnassa palkin toinen pää kiinnitettiin pilariin kiinteällä laakerilla ja toinen pää tukeutui laakerialustaan rullalaakerilla. Molemmat laakerit oli kiinnitetty pystysuunnassa jäykistyspalkkiin. Pystysuunnassa pilarilaakeri oli kiinnitetty siirtymättömäksi katsottuun pilariin, mutta rullalaakerin raskas teräksinen laakerialusta tulkittiin jäykäksi jouseksi. Laakerit sallivat kiertymät jänteen suunnassa. Niiden keskiöetäisyys oli 3,981 m.

4.4.2 Kuormitusjärjestely

Rakenne kuormittui omasta painostaan staattisesti. Jäykistyspalkin oma paino vastasi tasaista pintakuormaa. Köysien esikiristys kuormitti jäykistyspalkkia kahtena pistekuormana. Lanka kiinnitettiin jäykistyspalkkiin liitososalla, joka keskitti langan tarkasti palkin keskilinjalle. Langan vapaasti riippuvaan päähän sidottiin punnus, josta aiheutui kolmas pistekuorma.

Varsinaisessa kokeessa rakennetta kuormitettiin dynaamisesti. Punnusta kannattava lanka katkaistiin polttamalla, ja vapautuva paino antoi impulssikuorman jäykistyspalkkiin.

Teräspalkin kokonaispituus oli 3998 mm ja massa kiinteine varusteluosineen 20479 g. Lyhyemmän teräslangan massa oli 16,8 g, ja siihen liittyvän vantti-ruuvien 63,5 g. Pidempään teräslankaan liittyvät vastaavat massat olivat 24,2 g ja 65,4 g. Punnuksen massa oli 6004 g. Kuormitusjärjestely on esitetty kuvassa 10.

4.4.3 Kuormituskokeet 1-25

Jäykistyspalkin alapuolinen punnuksen lanka poltettiin poikki tupakansyöttimellä. Langan katkeamisen arvioitiin tapahtuneen 0,005 s:ssä. Koe toistettiin noin 25 kertaa. Laboratoriokokeen jälkeen kirjoittaja teki langan katkeamiskokeita. Katkeamisaikaa ei ole mittauksin vahvistettu, vaan se on kirjoittajan arvio.

Rakenne käyttäytyi kussakin kokeessa lineaarisesti koko kiihtyvyyden seuranta-ajan eli 2,6 s. Havainnot ja mittaustulokset vahvistavat, että kokeiden ajan pysyttiin materiaalin kimmoisella venymäalueella. Myöskään epästabiiliusilmiöitä ei havaittu eikä mitattu.

4.4.4 Mittaukset

Mittausryhmä selvitti koerakenteen 4 alimman pystysuuntaisen taivutusvärttelyn ominaismuodon ominaistaajuuudet sekä vaimennussuhteet. Mittauslaitteistoon kuului pietsusähköinen kiihtyvyyssanturi, varausvahvistin sekä reaaliaikasketrianalysointilaite (GenRad 2515 Cat). Kuormituskokeessa kiihtyvyyssanturi korvattiin voima-anturilla. Mittausryhmä haki kiihtyvyyssanturin ja voima-anturin edullisimman sijainnin kokeilemalla (kuva 10). Poikkisuunnassa kiihtyvyyssanturi oli 80 mm leveän palkin päällä 30 mm:n etäisyydellä sen reunasta.

4.5 Kuormituskokeen mittaustulokset

4.5.1 Ominaistaajudet ja vaimennussuhteet

Mitatut rakenteen 4 alimman pystysuuntaisen taivutusvärähtelyn ominaismuodon ominaistaajudet ja vaimennussuhteet on esitetty taulukossa 16. Lujusopin laboratorion mukaan rakenteessa saattoi lisäksi olla 64 Hz:ssä ominaistaajuus, joka ei herännyt mittauksissa luotettavasti.

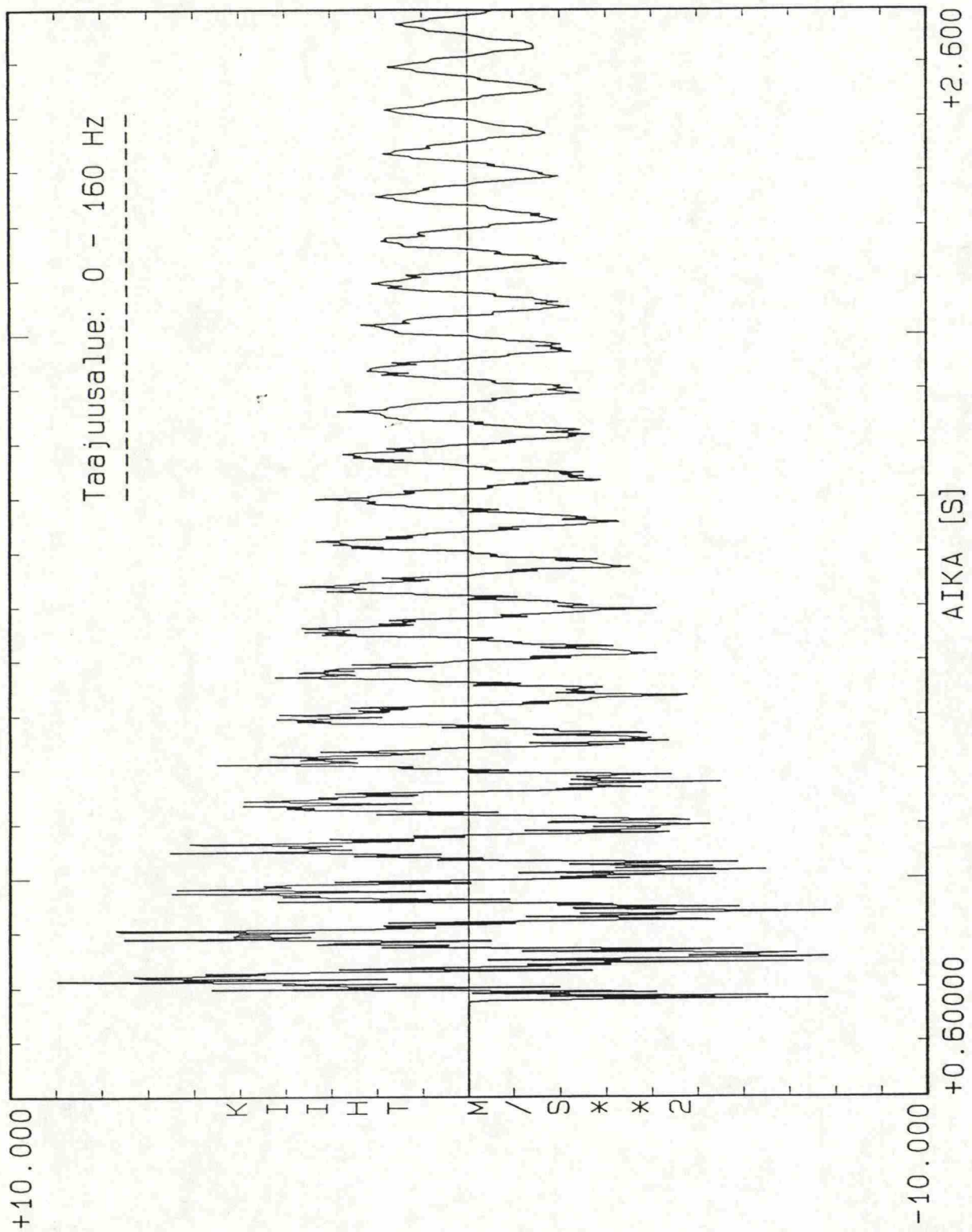
Taulukko 16. Koerakenteen ominaismuotojen ominaistaajuus ja vaimennussuhde.

i	f_i [Hz]	ξ_i
1	12,7	0,0045
2	36,9	0,0044
3	75,9	0,0037
4	131,3	0,0033

4.5.2 Kuormituskokeet

Kuormituskoe tehtiin ja sen vaikutukset mitattiin noin 25 kertaa. Osa kuormituskokeista ja niiden mittauksista epäonnistui. Tulkinta epäonnistuneesta koetapahtumasta annettiin lujusopin laboratorion tehtäväksi. Laboratorio analysoi tekemänsä mittaukset sekä toimitti edustavimmaksi katsomansa kuormituskokeen mittaustulokset kirjoittajalle. Nämä mittaustulokset ovat yhdestä kuormituskokeesta; ne eivät ole tilastollisesti edustavia. Korkeat ominaistaajudet on suodatettu pois mittaustuloksista, jotka edustavat taajuusaluetta 0-160 Hz.

Mittauspisteen pystysuuntainen kiihtyvyys on esitetty graafisesti ajan funktiona kuvassa 11.



Kuva 11. Mittauspisteen pystysuuntainen kiihtyvyys ajan funktiona.

4.6 Materiaalikoheet

4.6.1 Teräsputkipalkki

Teräsputkipalkin todellinen taivutusjäykkyys $E_s I_y$ selvitettiin koerakenteen rakennemallin dynaamista analyysia varten (luku 5). Putkipalkin laippoihin poratut reiät pienensivät palkin alkuperäistä jäykkyyttä. Todellinen jäykkyys $E_s I_y$ arvioitiin kuormittamalla palkkia yksiaukkoisena palkkina ja mittaamalla syntyneet taipumat. Rakenteen laskennallinen jäyhyysmomentti I_{y1} saatiin jakamalla todellinen jäykkyys $E_s I_y$ palkin teräksen valmistajan ilmoittamalla kimmokertoimella E_s .

Taipumat mitattiin kuormittamalla teräsputkipalkkia janteen keskeltä vinoköysien poiston jälkeen, eli palkki oli tuettu yksiaukkoiseksi jännemitaltaan 3,981 m:n staattisesti määrätyksi palkiksi. Mittauksissa käytettiin 5,004 kg:n, 30,004 kg:n ja 55,014 kg:n punnuksia ja mittaukset tehtiin kuudesti. Mitatuista taipumista laskettiin taivutusjäykkyydet kaavalla

$$E_s I_y = FL^3/48\delta,$$

(25)

jossa F on punnuksen paino,
L jännemitta ja
 δ on taipuma.

Taulukko 17. Koerakenteen taipumat sekä taivutusjäykkyydet.

F [N]	δ [mm]	$E_s I_y$ [kNm ²]	$(E_s I_y)_{ka}$ [kNm ²]
49,089	1,79	36,047	
49,089	1,66	38,870	
294,339	10,58	36,568	
294,339	10,52	36,776	
539,687	19,01	37,316	
539,687	19,10	37,140	37,120

Mitatut taipumat sekä niistä lasketut taivutusjäykkyyydet on esitetty taulukossa 17. Jäykistyspalkin taivutusjäykkyytenä pidettiin taivutusjäykkyyksien keskiarvoa $(E_s I_y)_{ka}$. Valmistajan ilmoittama teräsputkipalkin taivutusjäykkyys oli $40,11 \text{ kNm}^2$. Jäykistyspalkin mitattu taivutusjäykkyys oli siis 7,5 % tätä pienempi.

4.6.2 Teräslanka

Kuroutuminen vaikeuttaa teräslangan kimmokertoimen kokeellista määrittystä. Kokeellisesti määritetty kimmokerroin ei ole luotettava ilman tarkoitukseen erityisesti suunniteltua mittalaitteistoa, jota sillanrakennustekniikan laboratoriolle ei ollut käytettävissä. Teräslangan kimmokerroin määritettiin kuitenkin vetokokeella kahden mittauksen keskiarvona.

Teräslangan mitatut poikkileikkausarvot ja kimmokerroin, sekä muut arvioitavat materiaaliveikot on esitetty taulukossa 18.

Taulukko 18. Koerakenteen teräslanka.

d [m]	A [m ²]	E_s [N/mm ²]	ν_s	ρ_s [kg/m ³]
$970 \cdot 10^{-6}$	$739 \cdot 10^{-9}$	173 110	0,3	7 850

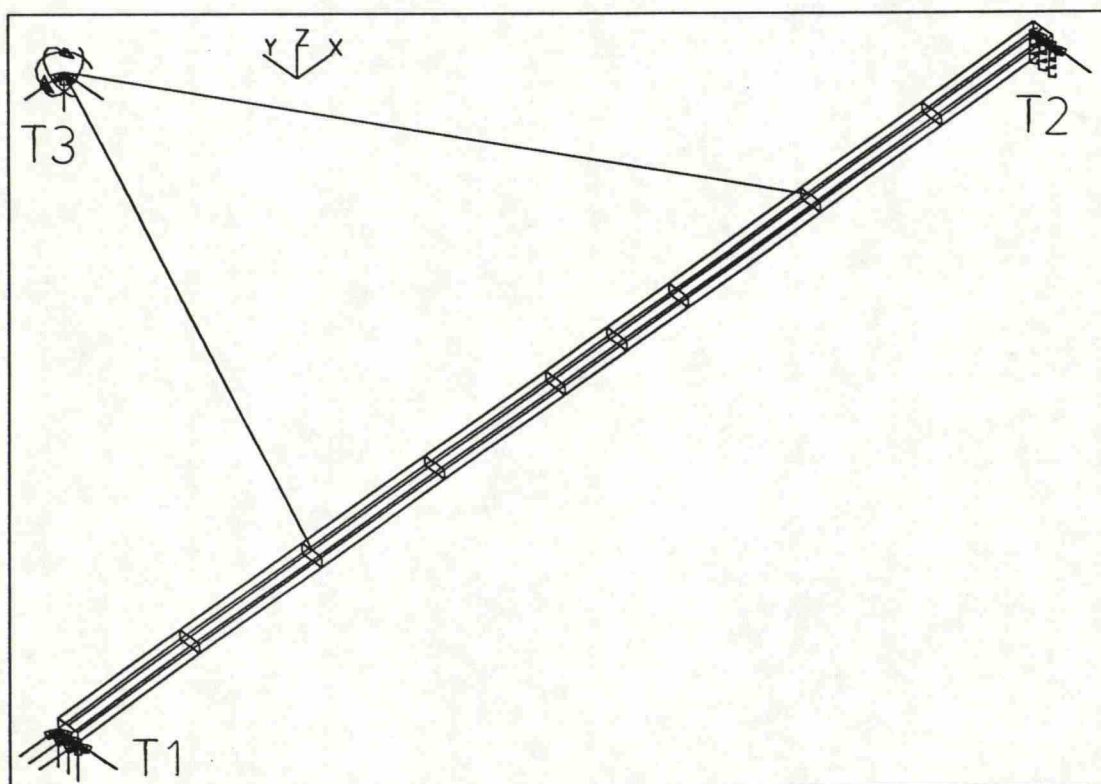
5 KOERAKENTTEEN RAKENNEMALLIN DYNAAMINEN ANALYYSI

5.1 Yleistä

Koerakenteen rakennemalli analysoitiin lineaarisella kolmiulotteisella mallilla, vaikka vääntökäyttäytymistä ei tutkittu. Analysointiin käytettiin luvussa 3 esitettyä laskentamenetelmää ja mikrotietokonetta.

Kohdassa 4.3 todettiin rakennetun koerakenteen kuormitettuna taipuvan lineaarisesti. Tämä oli odotettavissa rakenteelle, jonka vinoköydet olivat lyhyet ja voimakkaasti esijännitetyt. Esijännityksen suuruutta ei mitattu. Mittauspisteen pystysuuntaisen kiihtyvyyden perusteella (kuva 11) vinoköydet pysyivät vedettyinä kokeiden ajan. Rakenneosien normaalivoimista aiheutuvan geometrisen jäykkyyden ei havaittu vaikuttavan taipumiin.

5.2 Rakennemalli



Kuva 12. Koerakenteen rakennemalli (3D).

Rakennemalli luotiin kolmiulotteisista kuori- ja sauvaelementeistä. Rakennemallin isometrinen kuva sekä valittu koordinaatisto on esitetty kuvassa 12.

5.2.1 Tukiehdot

Kansilaatan siirtymä x -, y - ja z -suunnissa oli estetty tuella 1. Rullalaakerin ja jäykistyspalkin liitos z -suunnassa tuella 2 mallinnettiin alalaipan kuorielementtien solmupisteisiin kiinnitetyillä kolmella jousella. Jouset kiinnitettiin jäykistyspalkin alalaippaan. Tuella 2 siirtymä x - ja y -suunnissa oli estetty. Tukien 1 ja 2 kiertymä estettiin z -akselin ympäri; muut kiertymät olivat vapaat. Tuella 3 siirtymät olivat estetyt, mutta kiertymät olivat vapaat.

Jousien jäykkyydet tuella 2 laskettiin koerakenteen teräksisen laakerituen poikkileikkausarvoja käyttämällä. Kunkin jousen jäykkyydeksi saatiin 43,3 MN/m.

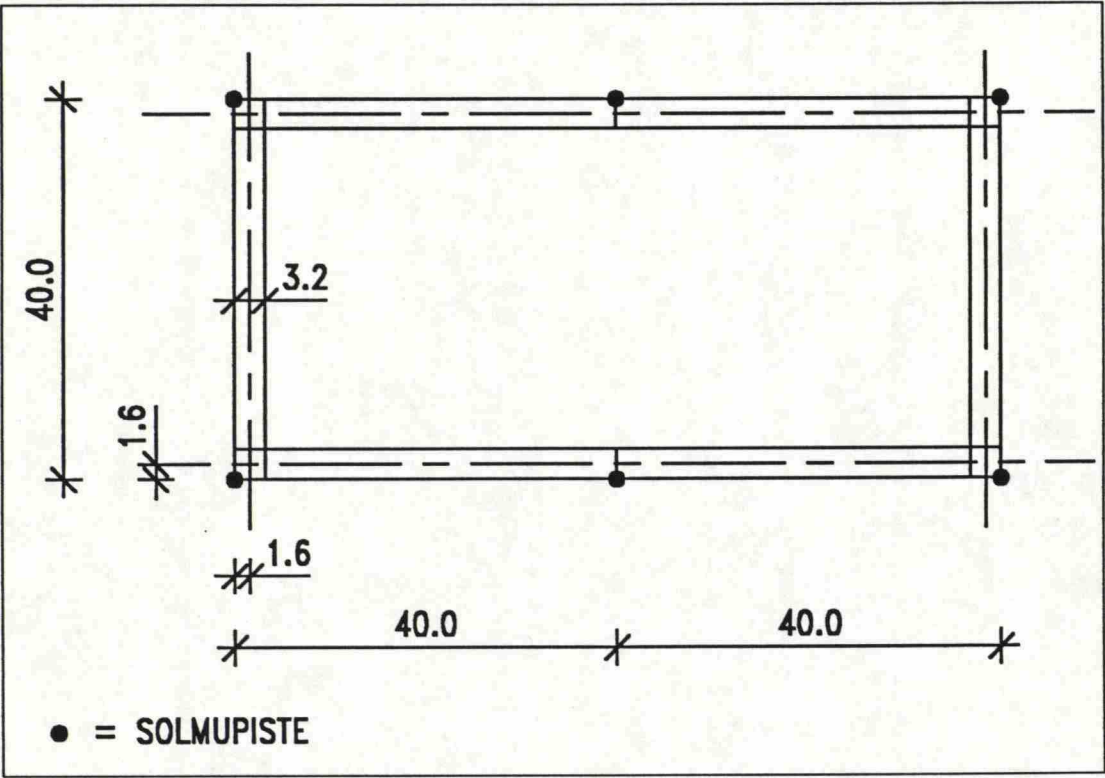
5.3 Rakenneosien poikkileikkausarvot ja materiaaliveikot

5.3.1 Jäykistyspalkki

Teräsputkipalkki mallinnettiin 3,2 mm paksulla kuorielementtiverkolla, jonka poikkileikkaus on esitetty kuvassa 13. Poikkileikkauksen laipat muodostuivat kahdesta vaakasuorasta rinnakkaisesta elementistä, ja uumat yhdestä pystysuorasta elementistä. Elementtien leveys oli 40 mm. Elementeille annettiin 1,6 mm:n epäkeskisyys poikkileikkauksen keskipistettä kohti. Putkipalkin pituussuunta verkotettiin tarkoituksellisen karkeasti vain 9:llä elementillä.

Jäykistyspalkin taivutusjäykkyys on selvitetty kohdassa 4.6.1. Jäykistyspalkkia kuvaavien kuorielementtien laskennallinen kimmokerroin E_1 saatiin jakamalla jäykistyspalkin taivutusjäykkyys $(E_s I_y)_{ka}$ kuorielementtien muodostaman suorakaidepoikkileikkauksen jäyhyysmomentilla I_y eli $E_1 = 37,120 \text{ kN/m}^2 / 0,2079130 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4 = 178500 \text{ MN/m}^2$. Kuorielementtien laskennalli-

nen tiheys ρ_{sl} laskettiin jakamalla putkipalkin massa sen pituudella ja kuorielementtien muodostaman suorakaidepoikkileikkauksen pinta-alalla eli $\rho_{sl} = 20,42 \text{ kg} / 3,998 \text{ m} / 0,000768 \text{ m}^2 = 6650 \text{ kg/m}^3$. Poissonin vakiona ν_s käytettiin arvoa 0,3.



Kuva 13. Teräsputkipalkkia mallintavat kuorielementit.

Taulukko 19. Koerakenteen rakennemallin jäykistyspalkin poikkileikkausarvot.

A [m ²]	I _y [m ⁴]	h _a [m]
768*10 ⁻⁶	208*10 ⁻⁹	0,020

Kuorielementit ottivat huomioon sekä vapaan että estetyn väännön vaikutuksen. Jäykistyspalkkia mallintavista kuorielementeistä teknillisellä taivutusopilla laskettu jäyhyysmomentti ja muut poikkileikkausarvot on esitetty taulukossa 19. Pystysuuntainen taivutusjäykkyys vastasi tarkasti jäykis-

tyspalkin taivutusjäykkyyttä ja on kiinnostava, koska kuormituksella oli tarkoitus herättää vain pystysuuntainen värähtely. Poikkisuuntaisella taivutusjäykkyydellä sekä vääntöjäykkyydellä ei kokeessa ollut merkitystä.

5.3.2 Köydet

Vinoköydet kuvattiin sauvaelementeillä. Vinoköysien taivutusjäykkyudeksi annettiin infinitesimaalisen pieni luku, ja köysien kiinnitys jäykistyspalkkiin oli nivelellinen. Riippumaa ei otettu huomioon. Köydet kiinnitettiin rakennemallin jäykistyspalkin ylälaipan keskelle kuorielementtien solmupisteisiin.

Vinoköysien kimmokertoimen arvona E_s käytettiin arvoa 210000 N/mm^2 . Poissonin vakiona ν_s käytettiin arvoa $0,3$. Köysien laskennalliset tiheydet ρ_{s1} ja ρ_{s2} saatiin jakamalla kummankin köyden ja siihen liittyvän vanttiruuvien massa köyden pituudella ja pinta-alalla eli $\rho_{s1} = 80,3 \cdot 10^{-3} / 2,852 / 595 \cdot 10^{-9} = 47320 \text{ kg/m}^3$ ja $\rho_{s2} = 89,6 \cdot 10^{-3} / 4,050 / 595 \cdot 10^{-9} = 37182 \text{ kg/m}^3$. Tiheydessä olevan suuren virheen vaikutus on pieni, koska köysien massa mallinnettiin köysien päihin (kohta 5.4.2). Köysien poikkileikkausarvot on esitetty taulukossa 20.

Taulukko 20. Koerakenteen rakennemallin köysien poikkileikkausarvot.

A [m ²]	A _{eff} [m ²]	I [m ⁴]	I _t [m ⁴]
$595 \cdot 10^{-9}$	10^{-12}	10^{-12}	10^{-12}

5.4 Laskentamenetelmä

Laskentamenetelmää on käsitelty kohdassa 3.4. Laskentamenetelmänä käytettiin trapetsimenetelmää (kohta 3.4.3), joka on Newmarkin β -menetelmän (kohta 3.4.2) erikoistapaus.

5.4.1 Tarkastelupisteen kiihtyvyys

Käytettävällä laskentamenetelmällä pyrittiin selvittämään tarkastelupisteen (kuva 10) kiihtyvyys ajan funktiona punnuksen langan katketessa.

5.4.2 Massa- ja vaimennusmatriisit

Massamatriisi kuvattiin keskitettynä massamatriisina. Vaimennus annettiin suhteellisenä vaimennuksena käyttämällä Rayleigh'n vaimennusta (kohta 3.4.4).

Taulukko 21. Koerakenteen rakennemallin ominaismuotojen ominaistajuu-
det, kulmanopeudet ja vaimennussuhteet.

i	f_i [Hz]	ω_i [rad/s]	ξ_i
1	12,0719	75,8500	0,0045
2	39,3977	247,5430	0,0044
3	85,1479	535,0000	0,0077
4	157,921	992,247	0,0136

Vaimennus määritettiin koerakenteesta mitattujen 1. ja 2. pystysuuntaisen taivutusvärähtelyn ominaismuodon vaimennussuhteiden (taulukko 16), sekä mallin vastaavien ominaistajuuksien avulla (taulukko 21). Sijoittamalla lu-
kuarvot kaavoihin 15 ja 16 saatiin vaimennusvakioiksi

$a_0 = 0,527668$ ja
 $a_1 = 2,693826 \cdot 10^{-5}$.

Sijoittamalla kaavaan 14 vaimennusvakiot ja kulmanopeudet saatiin kunkin pystysuuntaisen ominaismuodon vaimennussuhteet taulukkoon 21.

Vaimennussuhde kasvoi ominaistajuuden kasvaessa. Analyysissä käytetty vaimennussuhde oli tarkka kahdelle alimmalle pystysuuntaisen taivutusvärähtelyn ominaismuodolle. Kolmannen ja neljännen ominaismuodon vaimennussuhde oli liian suuri. Tätä suurempien ominaismuotojen ominaistajuuksia ja vaimennussuhteita ei koerakenteesta mitattu. Tahaton korkeiden ominaistajuuksien vaimennus ei riittänyt poistamaan korkeimpien ominaismuotojen vaikutusta analyysin kiihtyvyydvasteisiin. Laboratoriokokeen mittaukset vahvistivat oletuksen (kohta 3.4.4), että rakenteen eri ominaismuotojen vaimennussuhteet poikkeavat toisistaan.

5.5 Kuormat

5.5.1 Langan katkeamisen mallintaminen kuormana

Langan katkeaminen mallinnettiin samalla periaatteella kuin impulssikuorma (kohta 3.5.1). Katkeavan köyden ankkurointisolmupisteeseen jäykistyspalkissa sijoitettiin punnuksen langan suuntainen voima vaikuttamaan alaspäin. Voiman suuruus oli aluksi 0 ja sitä kasvatettiin lineaarisesti 8 s ($t = 0 \dots 8$ s). Tämän jälkeen voima pidettiin vakiona 4 s ($t = 8 \dots 12$ s), kunnes se poistettiin 0,005 s:ssä ($t = 12 \dots 12,005$ s). 0,005 s kuvasi langan katkeamiseen kulunutta arvioitua aikaa. Rakenteen värähtelyä seurattiin 1,7 s ($t = 12,005 \dots 13,705$ s).

Vakiona pidettävä voima F vastasi punnuksen langan katkeamishetkellä langassa vaikuttavaa normaalivoimaa, jonka suuruus oli punnuksen massa kerrottuna maan vetovoiman aiheuttamalla kiihtyvyydellä eli $F = 6,1056 \text{ kg} \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 59,896 \text{ N}$.

5.5.2 Askelpituus

Askelpituuden merkitystä on selvitetty kohdassa 3.5.2. Koerakenteen rakennemallin 4. pystysuuntaisen taivutusvärähtelyn ominaismuodon jakso T_4 oli 0,0064 s. Kuvan 4 mukaan tämän ominaismuodon vaihevirhe on käytetyllä

askelpituudella $\Delta t = 0,001$ s noin 0,077 (7,7 %). Rakennemallin 3. pystysuuntaisen taivutusvärähtelyn ominaismuodon jakso T_3 oli 0,0117 s ja ominaismuodon vaihevirhe oli noin 0,020 (2,0 %). Rakennemallin 2. pystysuuntaisen taivutusvärähtelyn ominaismuodon jakso T_2 oli 0,0254 s ja ominaismuodon vaihevirhe oli noin 0,004 (0,4 %), jota voidaan pitää pienenä arvona. Ensimmäisen ominaismuodon vaihevirhe oli tätäkin pienempi. Neljään alimpaan ominaismuotoon liittyvä aikaintegrointivirhe voidaan hyväksyä.

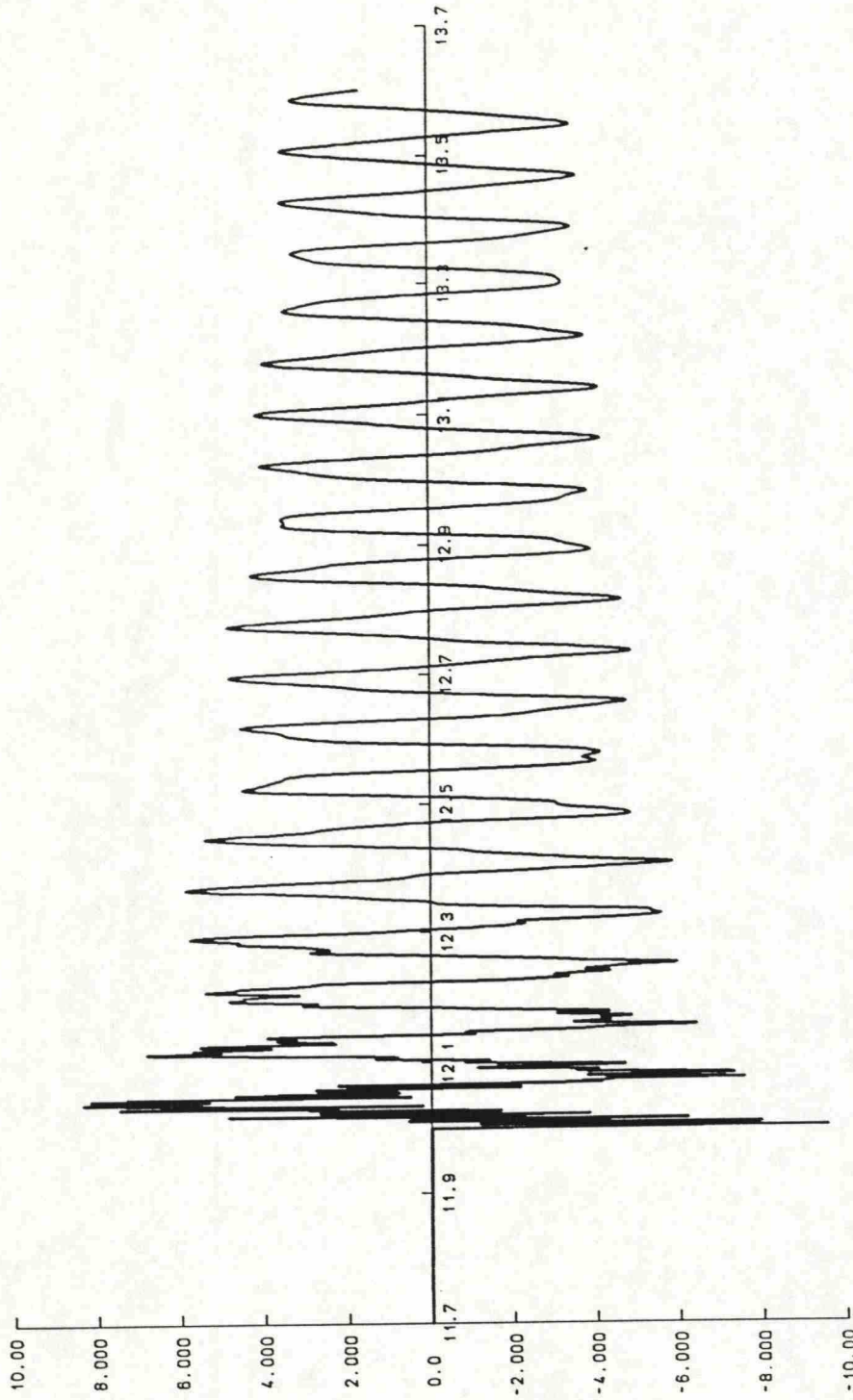
Askelpituuden Δt perusarvo oli siis 0,001 s. Rakennemallin 4. ominaismuodon mukaan määritettynä askelpituus $\Delta t = T_4/6,4$. Tarkkuus voidaan hyväksyä, sillä askelpituuden puolittaminen 0,002 s:sta 0,001 s:iin ei juurikaan muuttanut analyysin tuloksia.

Askelpituus vaihteli ajon aikana. Ensimmäinen askelpituus Δt_1 oli 0,5 s ($t = 0 \dots 8$ s). Välillä $t = 0 \dots 8$ s voimat kasvatettiin lineaarisesti täyteen arvoon sa. Askelpituudeksi Δt_2 vaihdettiin 0,25 s ($t = 8 \dots 12$ s) ja voimat pidettiin vakiona. 4 s:n aikana voimien kasvattamisesta aiheutuva rakenteen värähtely vaimeni. Seuraavan 5:n askeleen sarja kuvasi köyden katkeamista; sarjan aikana voimat poistettiin. Askeleen Δt_3 pituus oli 0,0004 s ($t = 12 \dots 12,002$ s). Viimeinen askelpituus Δt_4 muutettiin 0,001 s:ksi ($t = 12,002 \dots 13,602$ s). Hetkellä $t = 13,602$ s ajo keskeytettiin.

Koerakenteen rakennemallin alimman ominaistaajuuden jakso oli vain 0,0828 s. Muiden ominaismuotojen jakso oli tätäkin pienempi. Värähtelyssä kiihtyvyyden ääriarvot odotettiin saavutettavan muutamassa sekunnin kymmenesosassa langan katkettua, koska värähtelyyn liittyi vaimennusta. Kuva 14 (kohta 5.6) osoittaa, että odotukset toteutuivat.

5.6 Dynaamisen analyysin kiihtyvyysohjeet

Koerakenteen rakennemallin kiihtyvyysohjeen kuvaaja ajan funktiona on esitetty kuvassa 14. Vastinpisteiden välillä kuvaaja on piirretty murtoviivana. Kiihtyvyys on kuvaajassa positiivista alaspäin.



JAYKISTYSPALKIN SOLMUPISTEEN 507 KIIHTYVYYS a_z [m/s²] AJAN [s] FUNKTIONA

Kuva 14. Koerakenteen rakennemallin kiihtyvyyssvaste ajan funktiona.

6 JOHTOPÄÄTÖKSET

6.1 Tutkimuksen luotettavuus

6.1.1 Sillan mallintaminen

Dynaamista analyysiä varten silta oli diskretoitava rakennemalliksi. Käytetty malli oli kohdan 6.1.3 mukaan kokonaisuutena hyvä, mutta paikallisesti karkea.

Teräspääkannattimet mallinnettiin poikkileikkaukseltaan suorakaiteen muotoisilla kuorielementeillä. Mallin kannen teholliseksi leveydeksi oletettiin 100 %. Mallin jäykistyspalkin pystysuora taivutusjäykkyys vastasi sillan jäykkyyttä, mutta painopiste oli väärällä korkeudella, joten pääkannattimen reunajännitykset kuvautuivat väärin. Myös normaalivoima jakautui väärin kanteen ja pääkannattimiin. Kuorielementeillä mallinnettu jäykistyspalkki vastasi taivutusjäykkyydeltään sillan todellista jäykistyspalkkia, jos sillan ja mallin kansilaatan tehollinen leveys oli 100 %. Köyden katkeamisesta aiheutuvat voimasuureiden muutokset välittyvät pääosin köysien kautta. Tällöin sekä sillan että mallin kansilaatan tehollinen leveys on pienempi kuin 100 %, eikä mallin jäykkyys enää vastaa sillan jäykkyyttä. Tämä aiheutti paikallista epätarkkuutta jäykistyspalkin jännityksissä ja siirtymissä. Lisäksi jäykistyspalkin karkeahkon elementtiverkon solmupisteiden eri puolilla oli jännityseroja. Staattiset ja dynaamiset jännitykset olivat kuitenkin solmupisteiden samalta puolelta, joten jäykistyspalkkiin liittyvien dynaamisten ja staattisten jännitysten suhdetta voi pitää hyväksyttävänä likiarvona.

Vinoköysisillan köyden jännitys vaihtelee sillan värähdellessä. Köyden muunnettu kimmokerroin vaihtelee jännityksen muutoksien mukana. Rakennemallin köyden kimmokerrointa ei voitu muuttaa analyysin aikana. Lisäksi kunkin köyden kimmokertoimen arvo pidettiin samana eri ajoissa.

6.1.2 Ominaistaajuudet

Köydet mallinnettiin yhdellä elementillä, jotta köysien ominaistaajuudet eivät olisi häirinneet koko rakenteen alimpien ominaistaajuuksien hakua. Koko rakenteen alimpia ominaistaajuuksia käytettiin vaimennuksen määritykseen. Lähteessä [8] vinoköysisillan köydet mallinnettiin myös yhdellä elementillä.

Ominaistaajuuksia voi myös verrata eri tahoilla laskettuihin Kärkistensalmen sillan ominaistaajuuksiin, ja tällä tavoin arvioida rakennemallia. Rakennemallilla on suuri vaikutus saataviin ominaistaajuuksiin. Kärkistensalmen siltaa on sitä suunnittelevan Insinööritoimisto Sormunen & Uuttu Oy:n (SU) ohella tutkittu myös Teknillisessä korkeakoulussa (TKK) sekä ranskalaisessa suunnittelutoimistossa Societe d'etudes R. Foucault, C. Servant et Associes (SERF). Tässä tutkimuksessa käytetty Kärkistensalmen sillan rakennemalli on sama kuin insinööritoimisto Sormunen & Uuttu Oy:ssä käytetty rakennemalli. Taulukossa 22 on esitetty eri tutkimuspaikoissa lasketut sillan 1. ja 2. ominaistaajuudet sekä pysty- ja vaakasuuntaiselle taivutusvärähtelylle että vääntövärähtelylle.

Taulukko 22. Kärkistensalmen sillan eri rakennemallien ominaistaajuudet.

rakennemalli	ominaistaajuudet [Hz]					
	1. pyst. taiv. väräh- tely	2. pyst. taiv. väräh- tely	1. vaak. taiv. väräh- tely	2. vaak. taiv. väräh- tely	1. vään- tövä- rähtely	2. vään- tövä- rähtely
SU	0,45	0,63	0,51	0,59	0,69	0,92
TKK	0,46	0,68	0,49	0,58	0,70	0,93
SERF	0,47	0,71	0,42	0,92	0,62	0,78

Ominaistaajuudet vastasivat melko hyvin toisiaan. Sormunen & Uuttu Oy:ssä käytetty rakennemalli vastasi mallintamisperiaatteeltaan Teknillisessä korkeakoulussa käytettyä rakennemallia. Societe d'etudes R. Foucault, C. Ser-

vant et Associates oli mallintanut jäykistyspalkin palkkielementeillä. Vertaamalla keskenään taulukon 22 ominaistuuksia tässä tutkimuksessa käytettyä rakennemallia voi pitää hyväksyttävänä.

6.1.3 Laboratoriokoe ja koerakenteen rakennemallin analyysi

Koerakenteen valmistus onnistui suunnitellusti. Koerakenteen rakennemallin dynaaminen käyttäytyminen voitiin analysoida luotettavammin kuin Kärkistensalmen sillan pienoismallin rakennemalli olisi voitu analysoida. Runsaasta varusteluosien ja liitosten käytöstä olisi seurannut vaikeasti hallittava niin sanottu pienoismallivirhe.

Kärkistensalmen sillan rakennemallia ja laskentamentelmää voidaan arvioida luvun 5 perusteella. Koerakenteen dynaamisessa analyysissä käytettiin harkitusti karkeahkoa diskretointia, koska myös Kärkistensalmen sillan rakennemallia voi pitää (paikallisesti) karkeana. Lisäksi laboratoriokoe selventi koh-tisuorasti toisiinsa liittyvien kuorielementtien yhtymäkohdan vaikutusta dynaamiseen analyysiin.

Koerakenteen rakennemallin dynaamisen analyysin ominaistuuksien ja tarkastelupisteen kiihtyvyyden arvot vastasivat koerakenteesta mitattuja arvoja - tulosten samankaltaisuus ylitti kirjoittajan odotukset. Käytettyä rakennemallia ja laskentamenetelmää voidaan pitää hyväksyttävinä köyden katkeamisen dynaamisten vaikutusten tutkimiseen sillansuunnittelussa. Koerakenteen ja sen rakennemallin tarkastelupisteen kiihtyvyytkuvaajan pienet erot voidaan selittää esimerkiksi seuraavin tavoin:

Rakennemallin koerakennetta hitaampi värähtelyn vaimeneminen voi aiheutua muun muassa laboratoriomittauksen epätarkkuudesta. Koerakenteesta mitatut vaimennussuhteet eivät olleet sen äärettömän tarkat, todelliset vaimennussuhteet. Lisäksi samat mittaustulokset eri menetelmin analysoituina antavat erilaiset vaimennussuhteet. Koerakenteen todellinen vaimennus saattoi siis olla lujuusopin laboratorion ilmoittamaa ja rakennemallissa käytettyä suurempi. Vinoköyden todellinen jäykkyys jäi myös avoimeksi. Koeraken-

teen diskretointi loi virheitä, esimerkiksi rakennemallin reunaehtojen määrittäminen oli vaikeaa. Koerakenteen rakennemallin analyysissä olivat mukana rakennemallin kaikki ominaismuodot - koerakenteen mittaustuloksissa olivat mukana vain koerakenteen 4 alinta ominaismuotoa. Käytetyssä laskentamenetelmässä vain 1. ja 2. ominaismuodon vaimennussuhde oli tarkasti koerakenteesta mitatun mukainen.

6.1.4 Laskentamenetelmä

Käytetyssä trapetsimenetelmässä jäykkyysmatriisi käännettiin joka askeleella. Tämä lisäsi huomattavasti ajon aikaisten ja lopullisten tulostiedostojen kokoa sekä laskenta-aikaa. Toisaalta askelpituus voitiin valita pitemmäksi kuin muissa implisiittisissä tai eksplisiittisissä menetelmissä [14].

Kunkin ajon LUSASin jälkikäsitteijätulostiedoston koko oli noin 80 Mb ja numeerisen tulostiedoston koko pienimmillään noin 15 Mb. Rakennemallin tarkentaminen olisi lisännyt tiedostojen kokoa ja ajoaikaa. Tavanomaisen suunnittelutoimiston mikrotietokoneella ei voitu pitää hyväksyttävänä suurempien tiedostojen käsittelyä. Käytettyä mikrotietokonetta pidettiin tehokkaana kevättalvella vuonna 1994 - sen suoritin oli 486DX2, keskusmuistin laajuus 32 Mb ja ajojen aikaisen vapaan kiintolevytilan laajuus noin 200 Mb.

Käytetty trapetsimenetelmä soveltuu hyvin taivutusvärähtelyjen analysointiin. Eksplisiittiset menetelmät sopivat pitkittäisvärähtelyjen tutkimiseen. [19] Trapetsimenetelmään liittyvä tahaton korkeiden ominaismuotojen suuri vaimennus paransi analyysin tarkkuutta.

6.2 Kärkistensalmen sillan suunnitteluun tarkoitetut sysäyslisät

Sysäyslisät määritettiin jännityksille ja siirtymille (kohta 3.7). Sysäyslisän määrittäminen oli mielekästä, jos rakenneosaan syntyi suuri staattinen jännitys- tai siirtymämuutos köyden katkeamisen yhteydessä. Jos jännitys- tai siirtymämuutoksilla ei kyseisen rakenneosan mitoituksen kannalta ollut mer-

kitystä, kyseisen rakenneosan sysäyslisälle ei esitetä mitään arvoa. Köyden katkeamiseen liittyvinä eri rakenneosien sysäyslisinä f ehdotetaan käytettäväksi seuraavia arvoja:

Katkeavan köyden viereisen köyden normaalijännityksen sysäyslisä $f = 0,5$.

Pylonin reunajännityksen sysäyslisä $f = 5,5$ pyloniin liittyvän pitkän tai keskipitkän köyden katketessa.

Teräspääkannattimen alareunan normaalijännityksen sysäyslisä $f = 0,4$ katkeavan köyden ankkurointialueen kohdalla pääjänteessä.

Teräspääkannattimen alareunan normaalijännityksen sysäyslisä $f = 0,7$ katkeavan köyden ankkurointialueen kohdalla muualla kuin pääjänteessä.

Jäykistyspalkin pystysuuntaisen siirtymän sysäyslisä $f = 0,6$ katkeavan köyden ankkurointialueen kohdalla.

6.3 Jatkotutkimukset

Tämä tutkimus pitäisi toistaa esimerkiksi viiden vuoden kuluttua vuonna 1999, jolloin mikrotietokoneiden todennäköinen eksponentiaalinen tiedonkäyttelykyvyn kasvu antaa mahdollisuuden huomattavan tarkan rakennemallin käyttöön. Myös jo rakennetusta Kärkistensalmen sillasta tulisi mitata sen alimmat ominaismuodot ominaistajuuksineen ja vaimennussuhteineen, sekä käyttää niitä tutkimuksessa.

Toistettu tutkimus osoittaisi tämän tutkimuksen paikallisesti karkean rakennemallin puutteet ja virheet. Kärkistensalmen sillan koemittaukset korjaisivat tutkimuksen alkuoletusten virheet.

LÄHDELUETTELO

- [1] RIL / Suomen rakennusinsinöörien liitto : 178-1989. Rakenteiden mekaniikan ja geotekniikan sanasto. Helsinki: RIL, 1989. 132 s. ISBN 951-758-197-1.

- [2] Välimäki, J. Köyden katkeamisen vaikutus vinoköysisillassa. Lappeenranta: 1993. 258 s. (diplomityö / Lappeenrannan teknillinen korkeakoulu / konetekniikan osasto / teräsrakenteiden laitos).

- [3] Leonhardt, F., Zellner, W. Cable-Stayed Bridges. IABSE Surveys S-13/80, May 1980. ISSN 0377-7278.

- [4] Walther, R., Houriet, B., Isler, W., Moia, P. Cable stayed bridges. London, Great Britain: Thomas Telford Ltd, 1988. 196 s. ISBN 0-7277-1321-3.

- [5] Ernst, H., J. Der E-Modul von Seilen unter Berücksichtigung des Durchhanges. Der Bauingenieur, 1965. Vol. 4, Heft 2, s. 52-55.

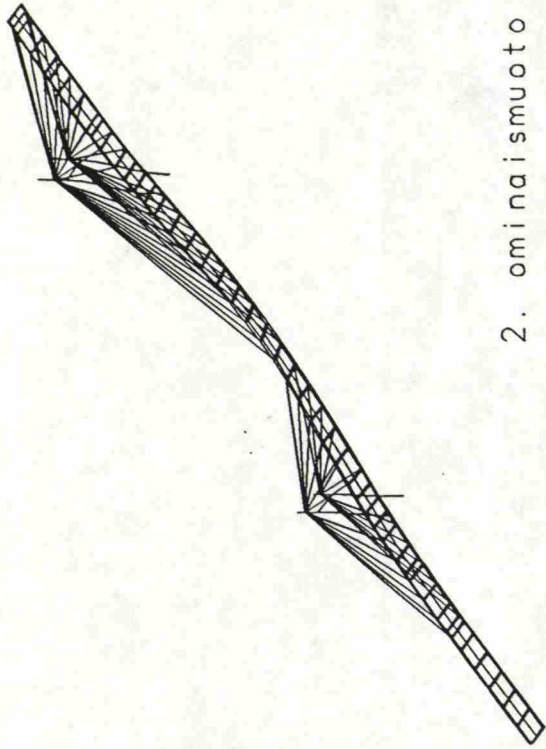
- [6] Kiviluoma, R. Vinoköysisillan analyysi tuulikuormalle. Espoo: 1993. 91 s. (diplomityö / Teknillinen korkeakoulu / rakennus- ja maanmittaustekniikan osasto / rakennus- ja yhdyskuntatekniikan koulutusohjelma).

- [7] Morris, N. F., Dynamic Analysis of Cable-Stiffened Structures. Journal of the structural division, 1974. Vol. 100, nro st5, s. 971-981.

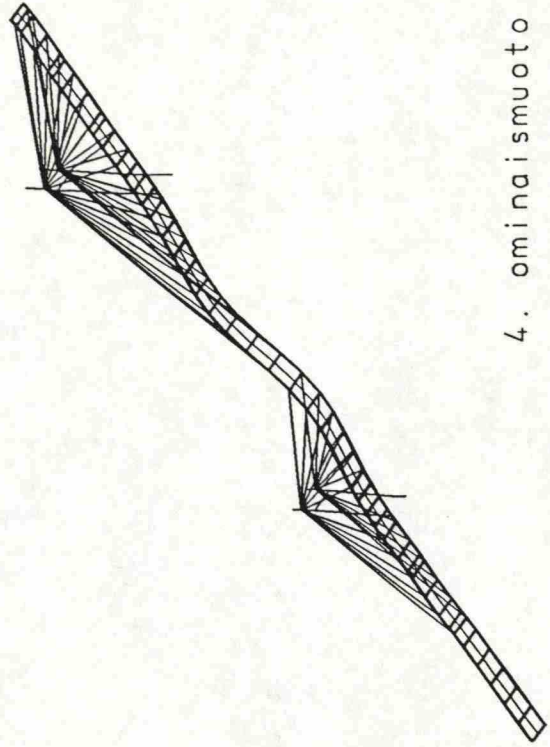
- [8] David, N. C.-V., Kanok-Nukulchai, W. An Efficient Thin Walled Deck Finite Element for Three Dimensional Analysis of Cable-Stayed Bridges. Teoksessa: Kanok-Nukulchai, W. Cable-Stayed Bridges: Experiences & Practice : Volume 1 : Proceedings of the International Conference on Cable-Stayed Bridges, Bangkok, Thailand, November 18-20, 1987 : 1st ed. Bangkok: Asian Institute of Technology, 1987. s. 327-338. ISBN 974-8200-48-5.

- [9] Ympäristöministeriö. Suomen rakentamismääräyskokoelma : B4 Betonirakenteet : ohjeet 1987. Teoksessa: RIL / Suomen rakennusinsinöörien liitto : 131-1987. Helsinki: RIL, 1989. 225 s. ISBN 951-758-145-9.
- [10] Ylinen A. Kimmo- ja lujuusoppi : osa II. Porvoo: Werner Söderström Osakeyhtiö, 1950. 1011 s.
- [11] Grasser, E. Bemessung für Biegung mit Längskraft, Schub und Torsion. Teoksessa: Beton Kalender 1985 : Teil I. Berlin: Ernst & Sohn, 1985. s. 563-734. ISBN 3-433-01000-5.
- [12] Clough, R. W., Penzien, J. Dynamics of Structures. New York, U.S.A: McGraw-Hill, 1975. 634 s. ISBN 0-07-011392-0.
- [13] Menn, C. Stahlbetonbrücken. Wien: Springer, 1986. 533 s. ISBN 0-387-81936-3.
- [14] Hughes, T. J. R. The Finite Element Method : Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis. Englewood Cliffs, New Jersey, U.S.A: Prentice-Hall, 1987. 803 s. ISBN 0-13-317017-9.
- [15] ENV 1991-2-3 :Eurocode 1: Basis of Design and Actions of Structures : Part 2.3 : Wind Actions. CEN / TC250 / SC1 Steering Panel, 1993. (CEN / TC250 / SC1 / 1993 / N118)
- [16] Wang, T.-L., Huang, D. Cable-Stayed Bridge Vibration due to Road Surface Roughness. Journal of the structural engineering, 1992. Vol. 118, no. 5, s. 1354-1374. ISSN 0733-9445.
- [17] Kawasima, K., Unjoh, S. Seismic Behavior of Cable-Stayed Bridges. Teoksessa: Ito, M., Fujino, Y., Miyata, T., Narita, N. Cable Stayed Bridges : recent developments and their future : proceedings of the seminar, Yokohama, Japan, 10-11 December 1991. Amsterdam: Elsevier, 1991. s. 193-212. (Developments in civil engineering ; 40). ISBN 0-444-89055-6.

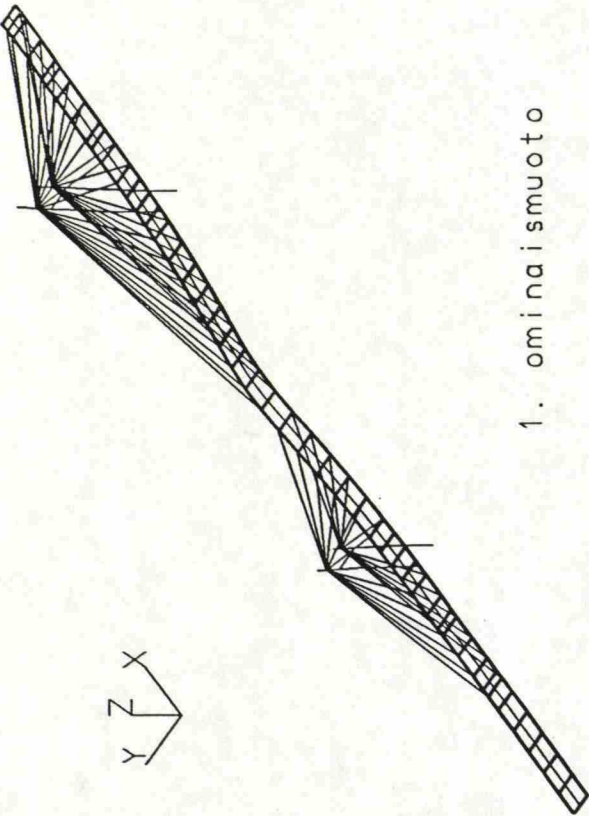
- [18] Stiemer, S. F., Taylor, P., Vin, D., H., C. Full Scale Dynamic Testing of the Annacis Bridge. IABSE - AIPC - IVBH, 1988.
- [19] Lusas Theory Manual : Version 10.0. Kingston Upon Thames, United Kingdom: Finite Element Analysis Ltd, 1990.
- [20] Siltojen kuormat. Helsinki: Tielaitos, 1991. 28 s. ISBN 951-47-2729-0.
- [21] Tielaitos. Kärkistensalmen sillan suunnitteluperusteet : Versio 6. Helsinki. 1993. 3 s. (julkaisematon)
- [22] Morris, N. F., Analysis of Cable-Stiffened Space Structures. Journal of the structural division, 1976. Vol. 102, nro st3, s. 501-513.



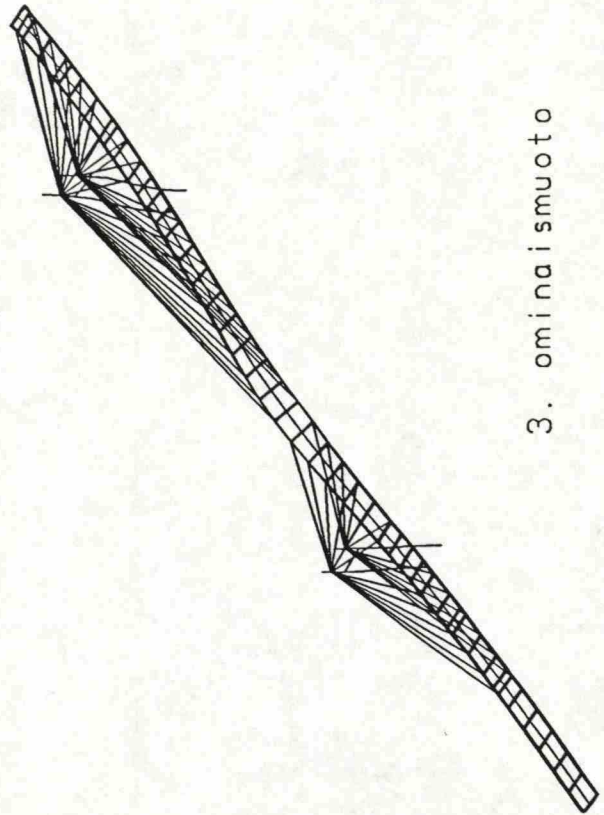
2. ominaismuoto



4. ominaismuoto

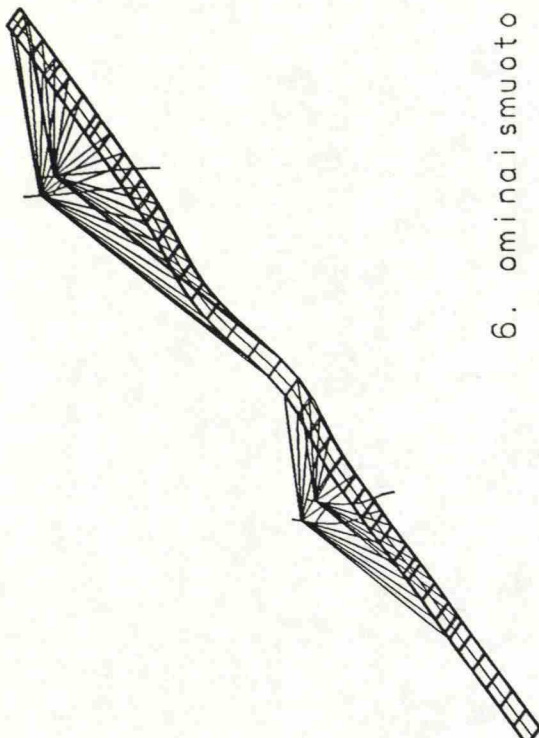
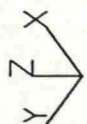


1. ominaismuoto

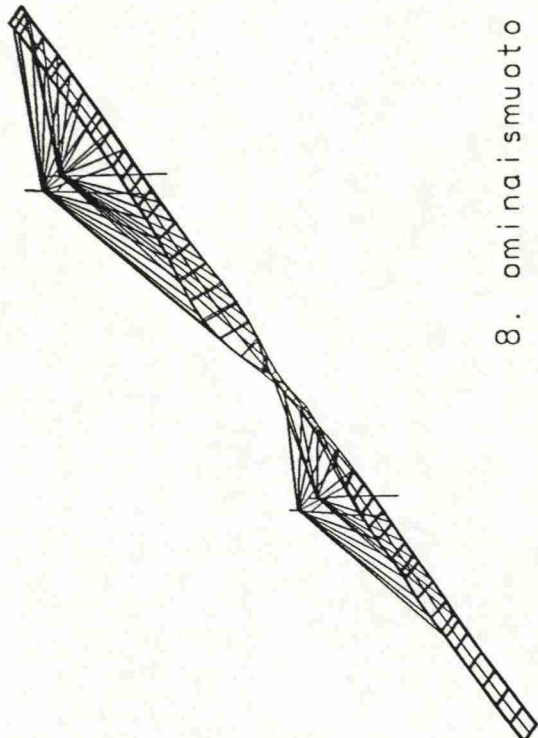


3. ominaismuoto

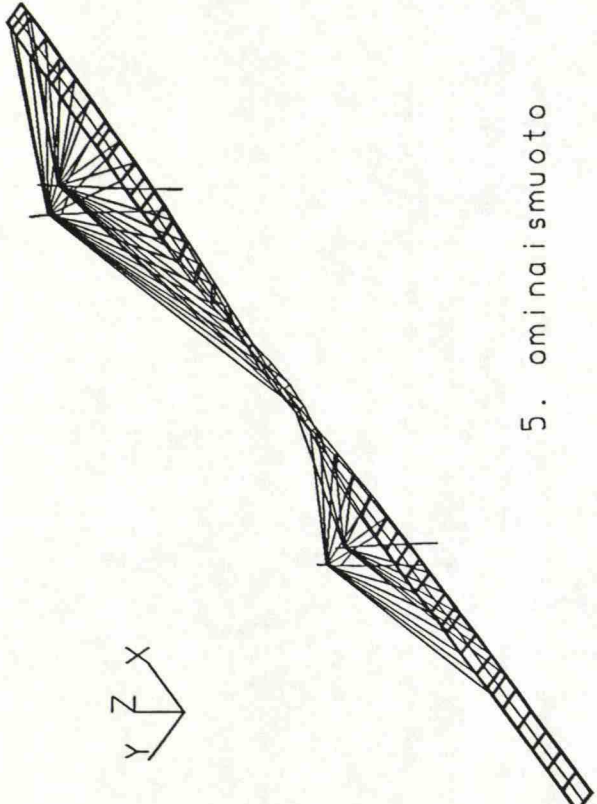




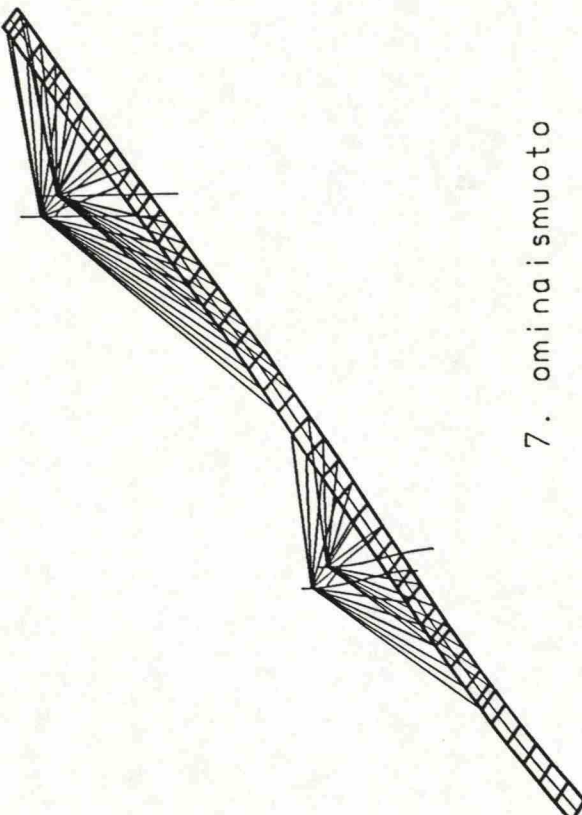
6. ominaismuoto



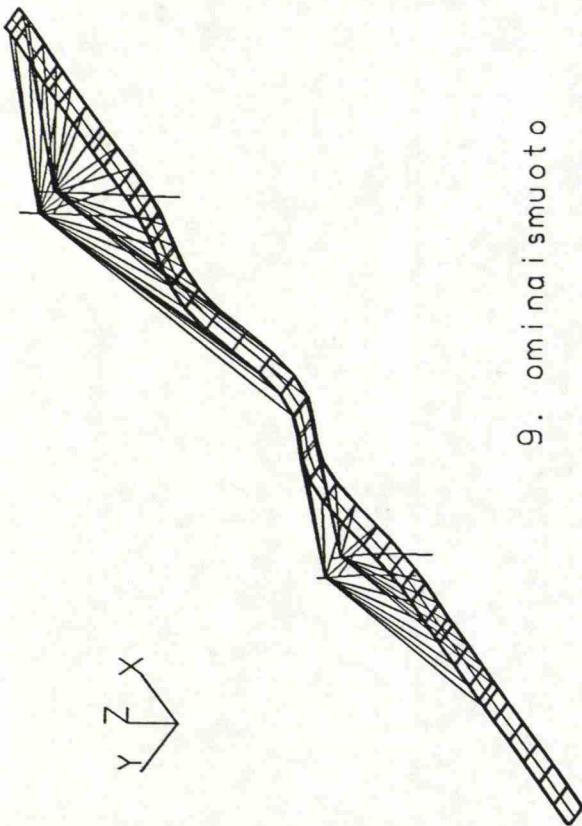
8. ominaismuoto



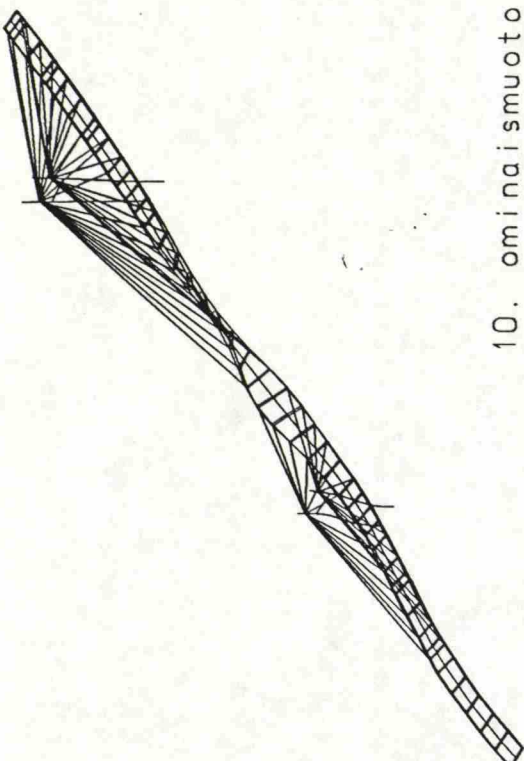
5. ominaismuoto



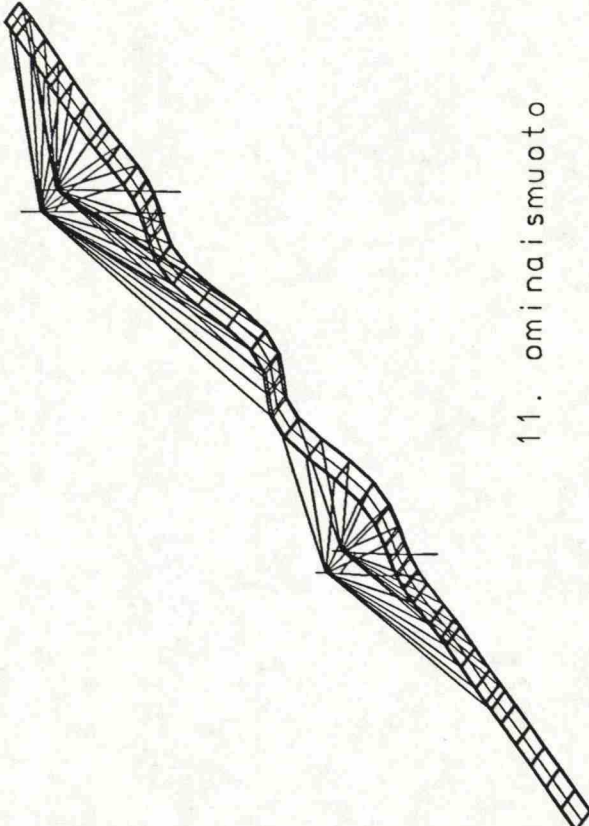
7. ominaismuoto



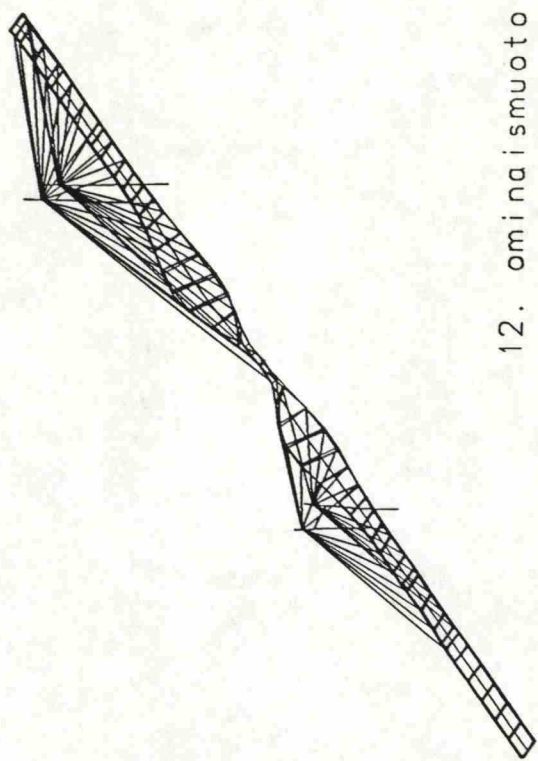
9. ominaismuoto



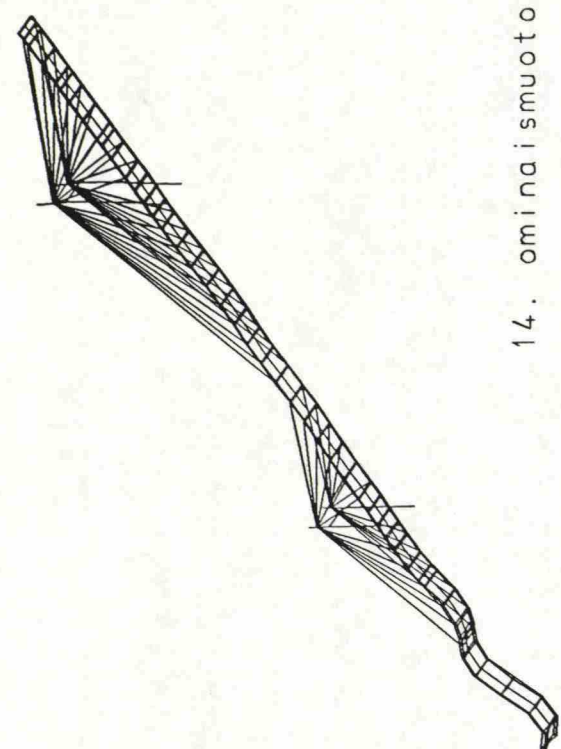
10. ominaismuoto



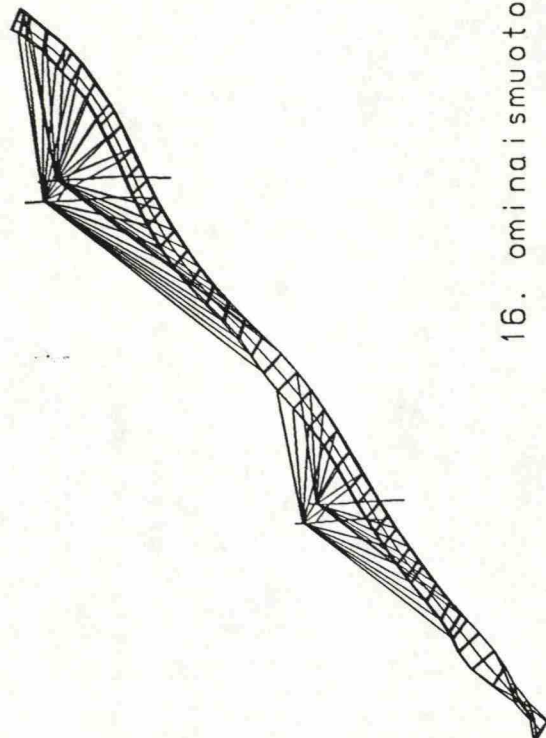
11. ominaismuoto



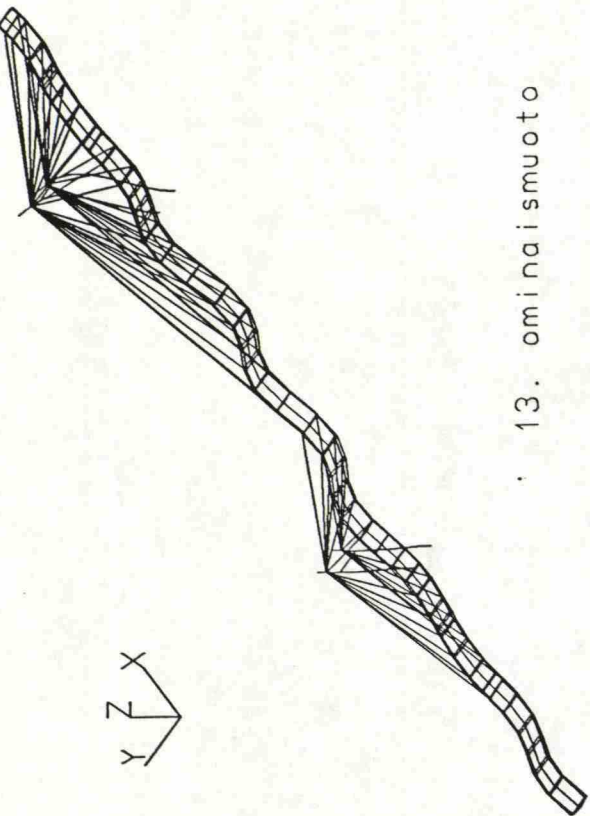
12. ominaismuoto



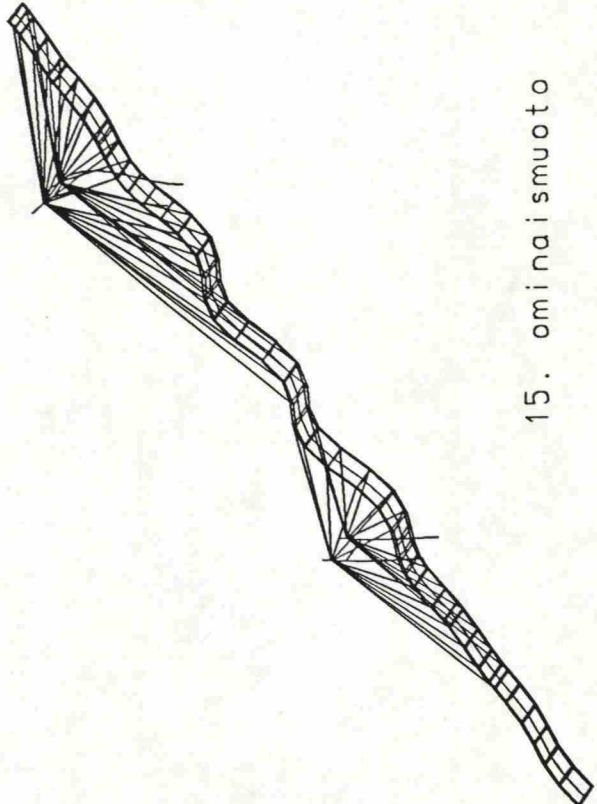
14. ominaismuoto



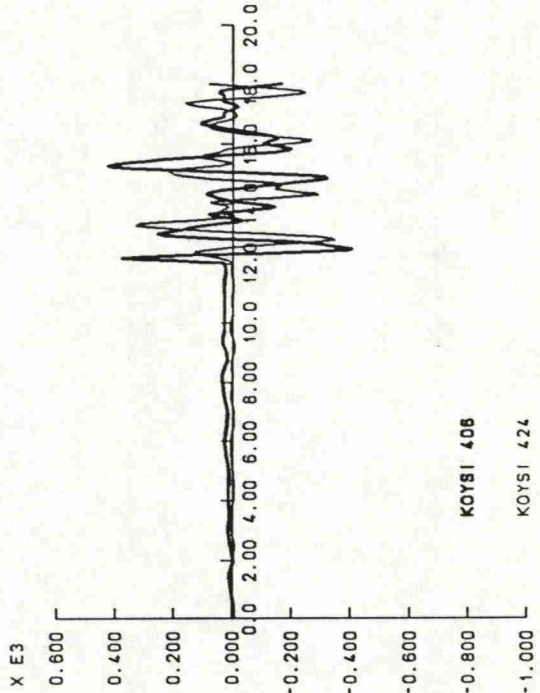
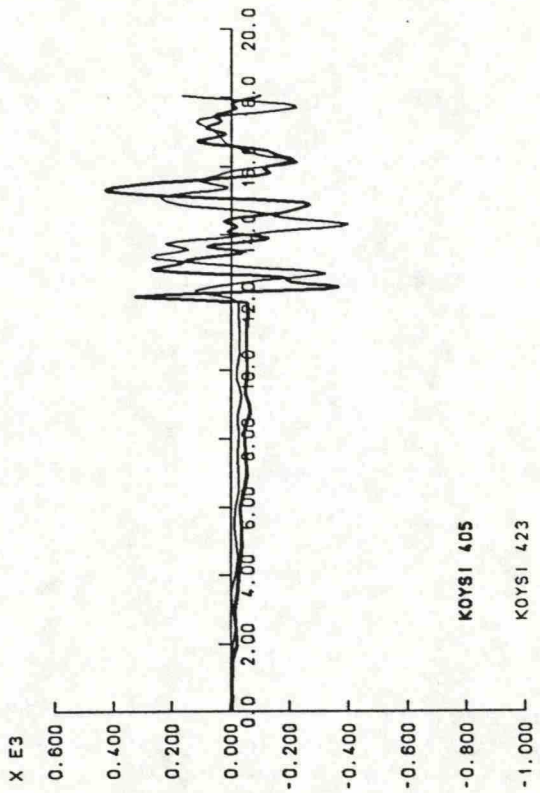
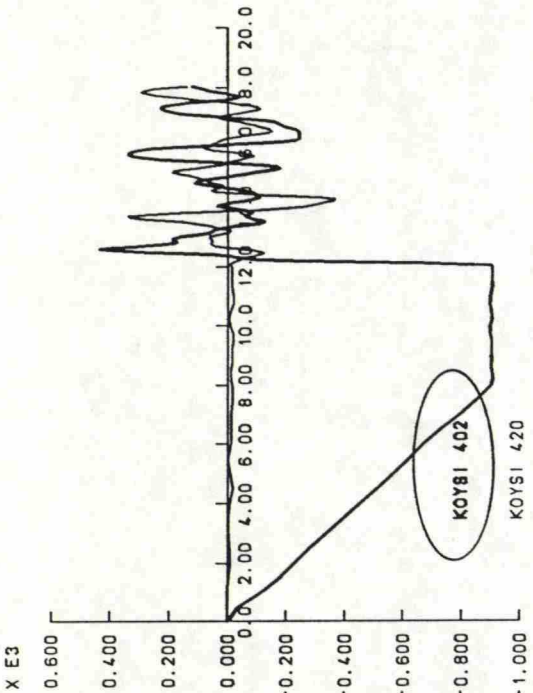
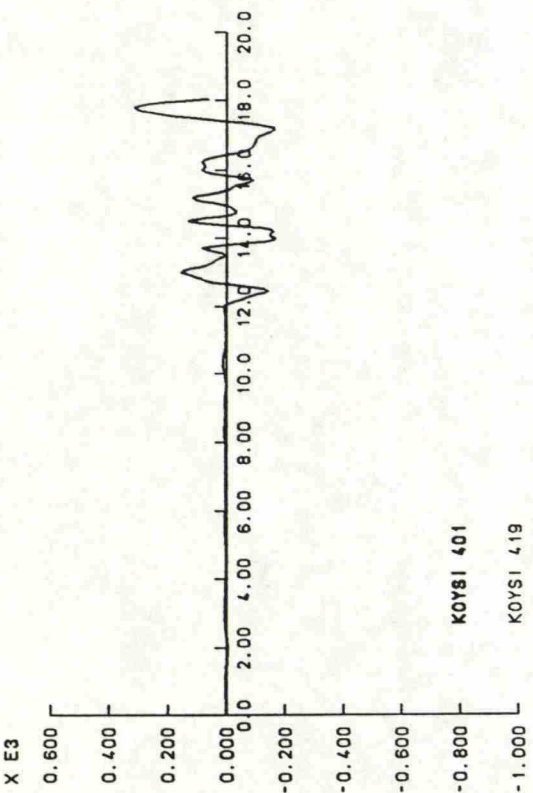
16. ominaismuoto



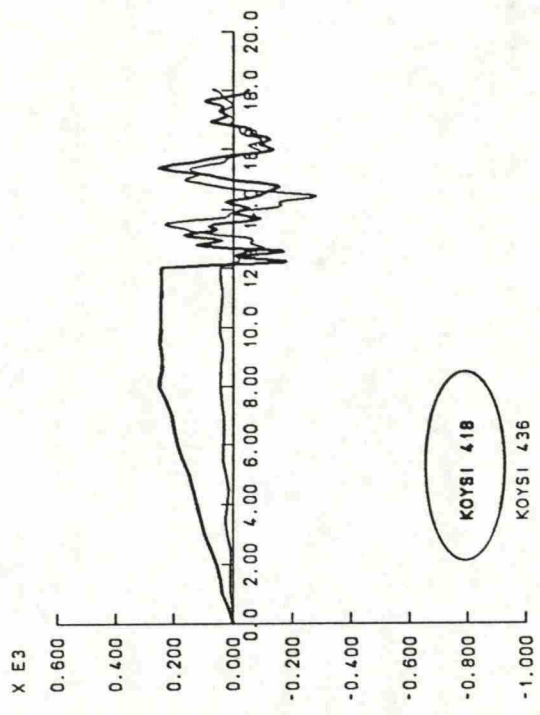
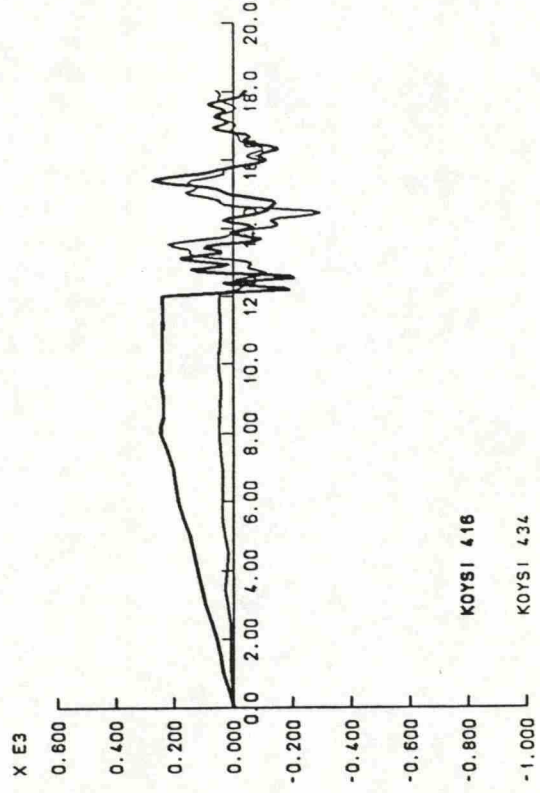
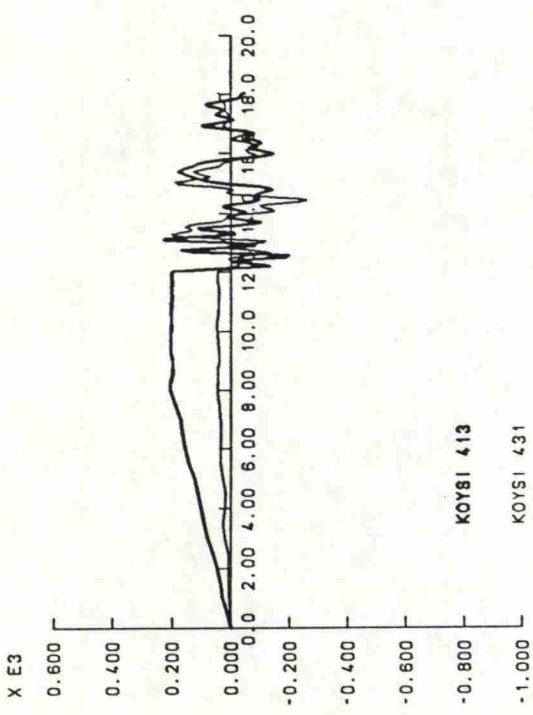
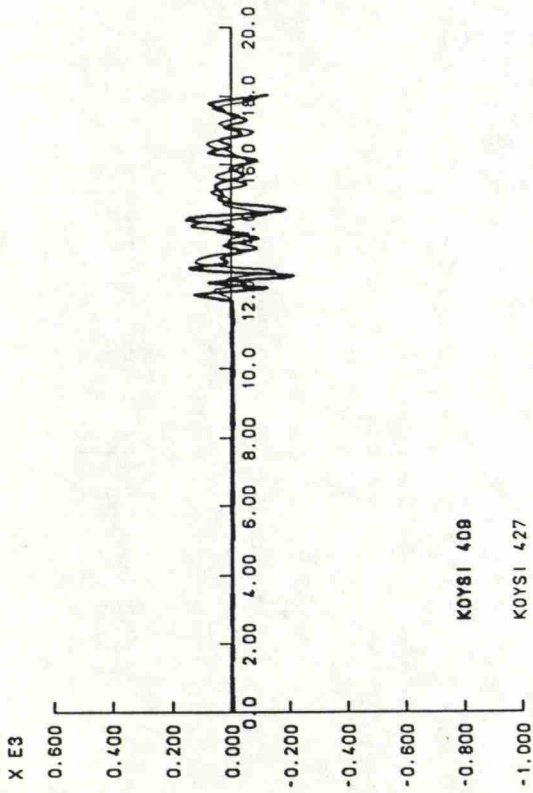
13. ominaismuoto



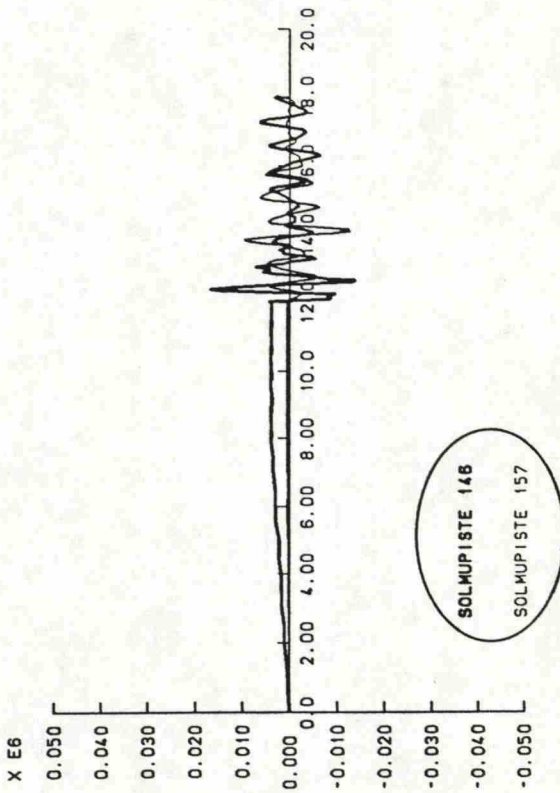
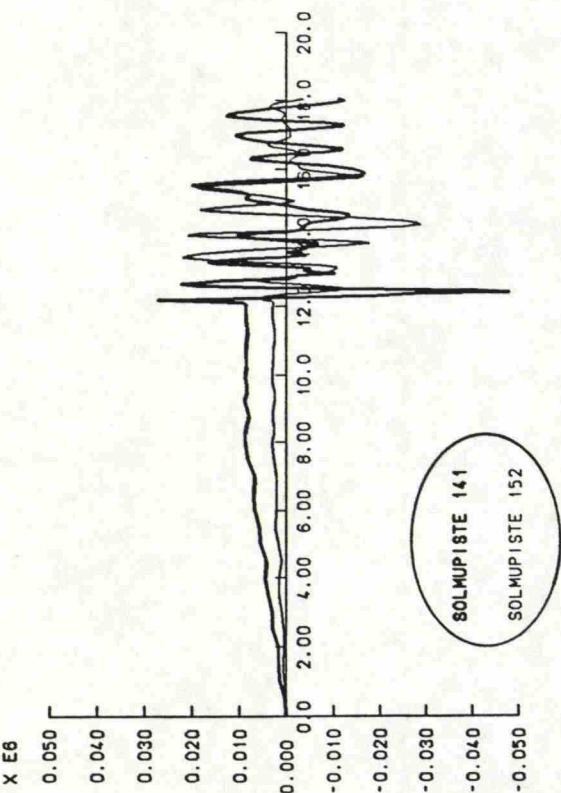
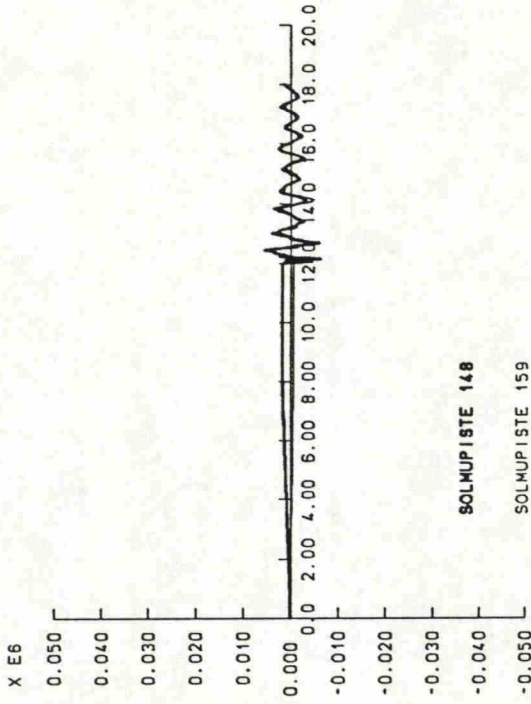
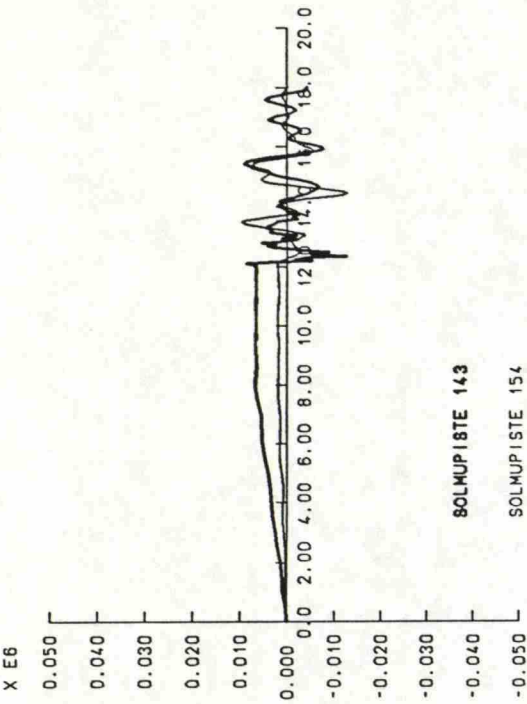
15. ominaismuoto



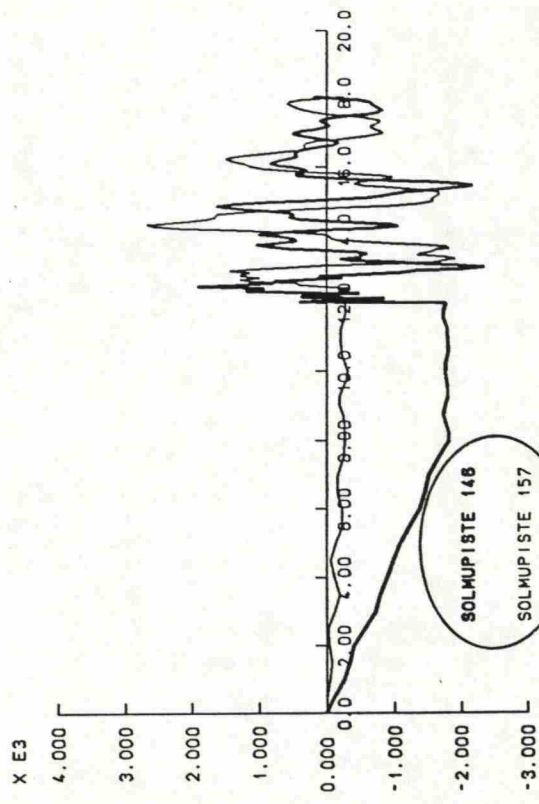
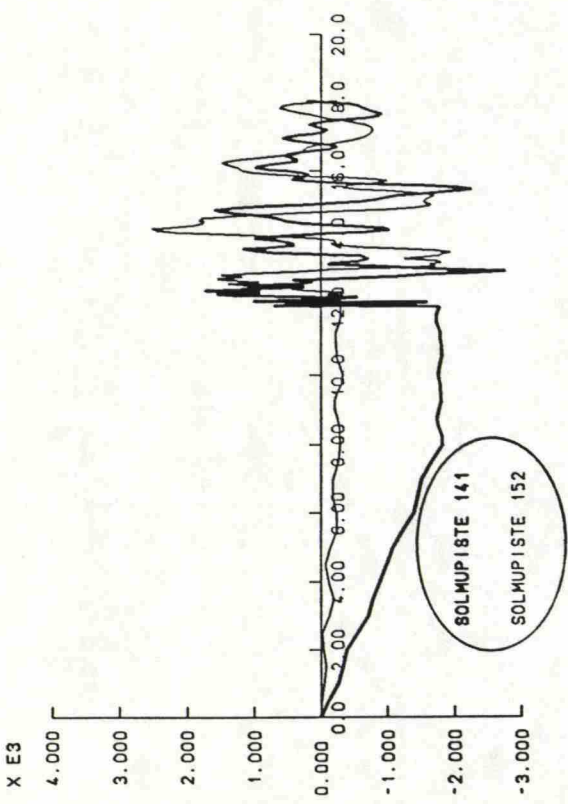
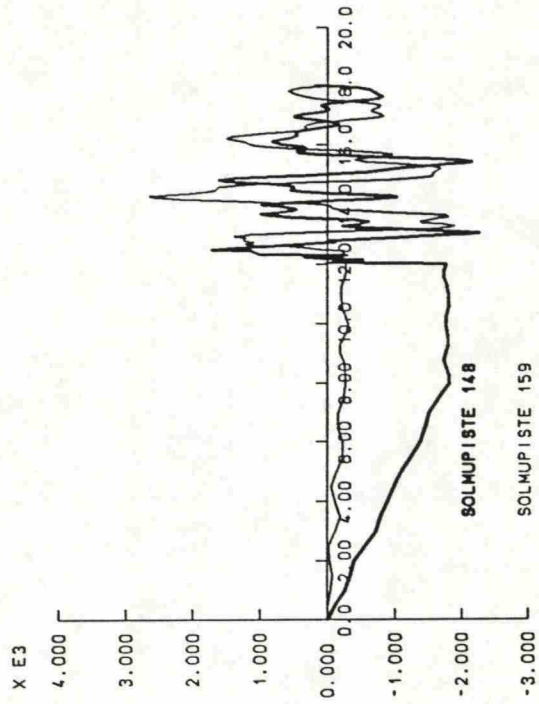
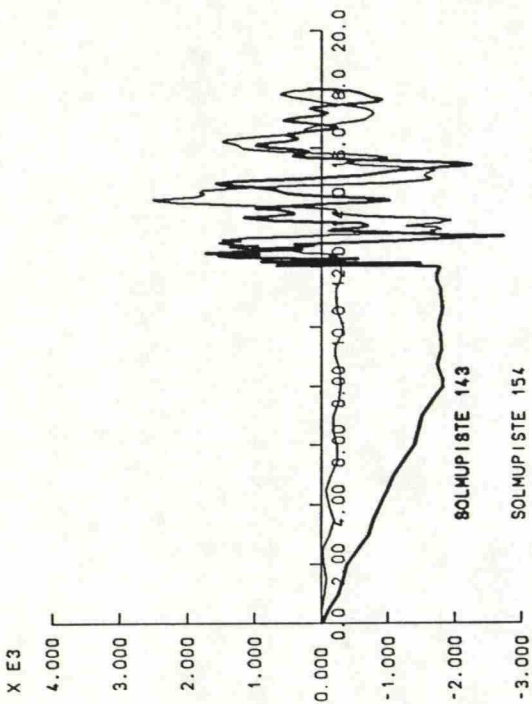
KOYSIEN NORMAALIVOIMA S [kN] AJAN t [s] FUNKTIONA



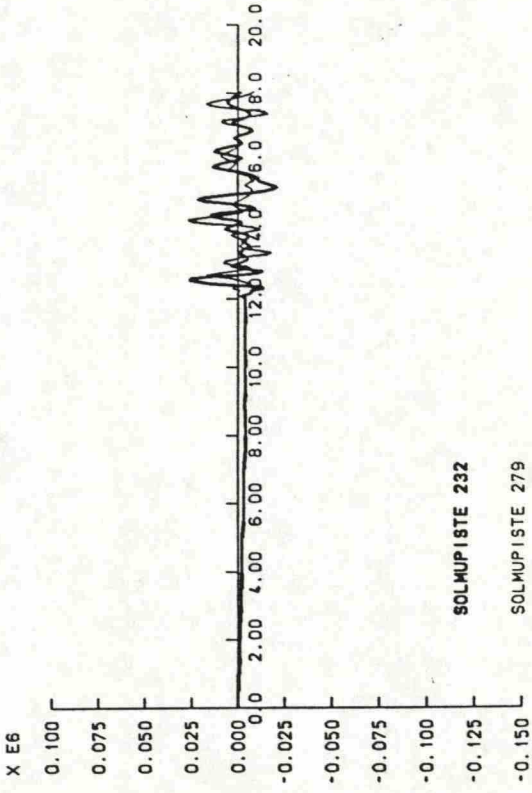
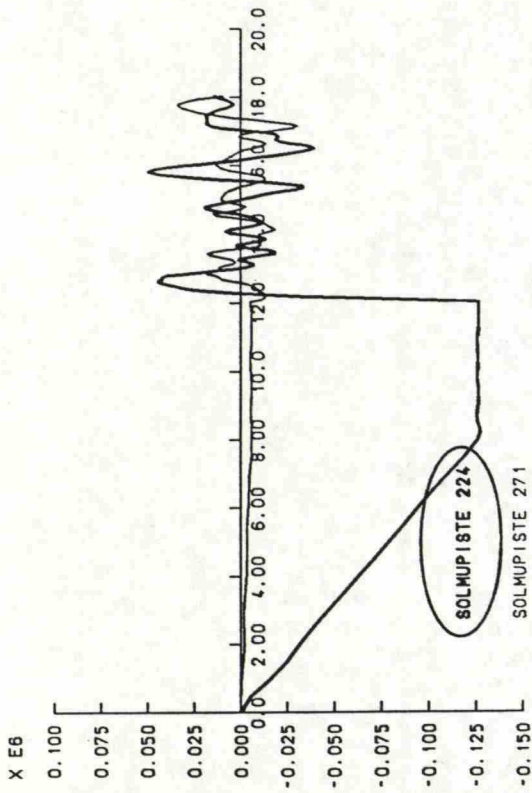
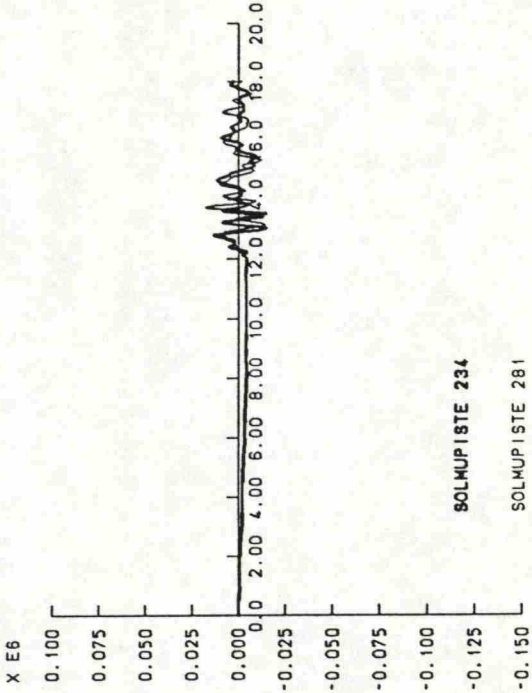
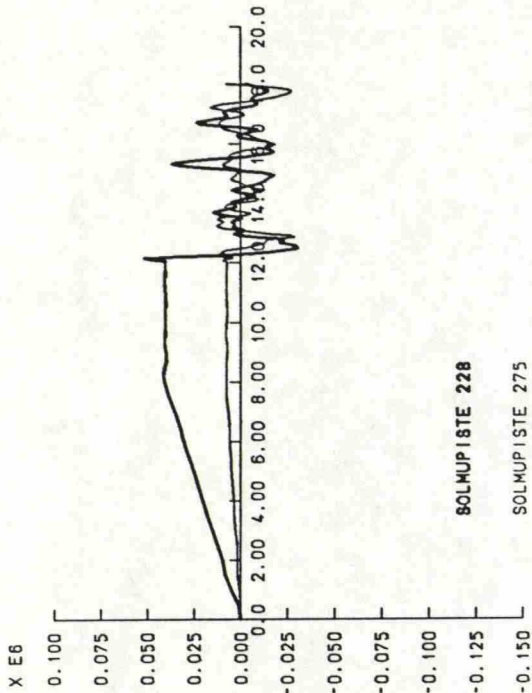
KOYSIEN NORMAALIVOIMA S [kN] AJAN [s] FUNKTIONA



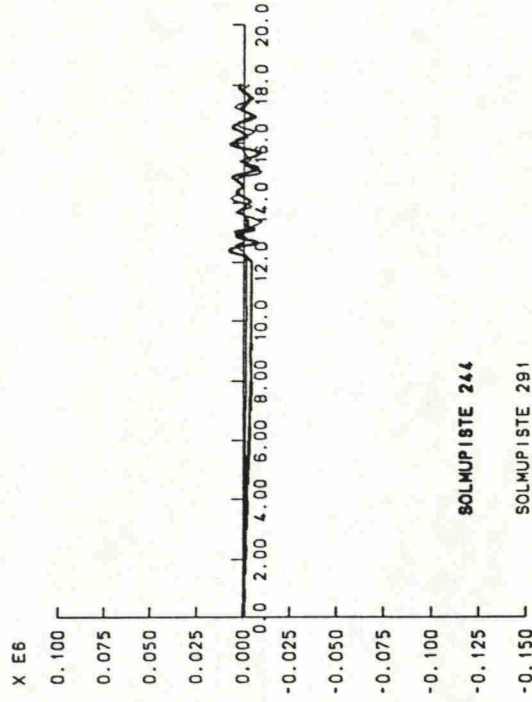
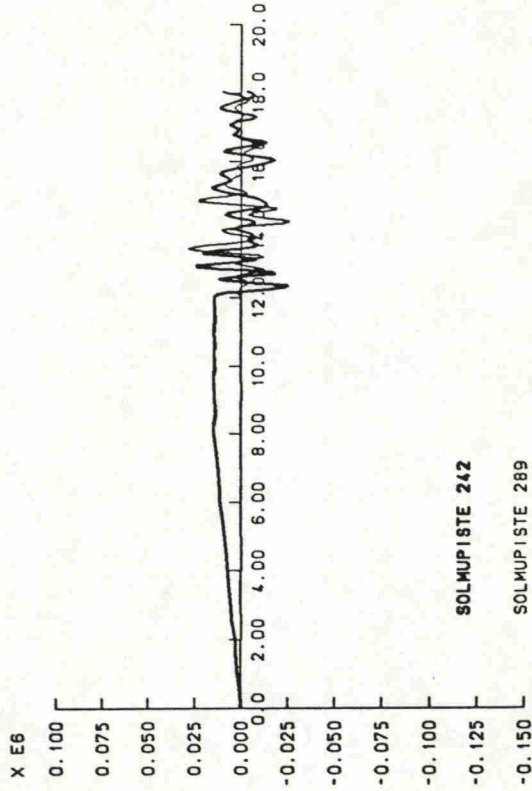
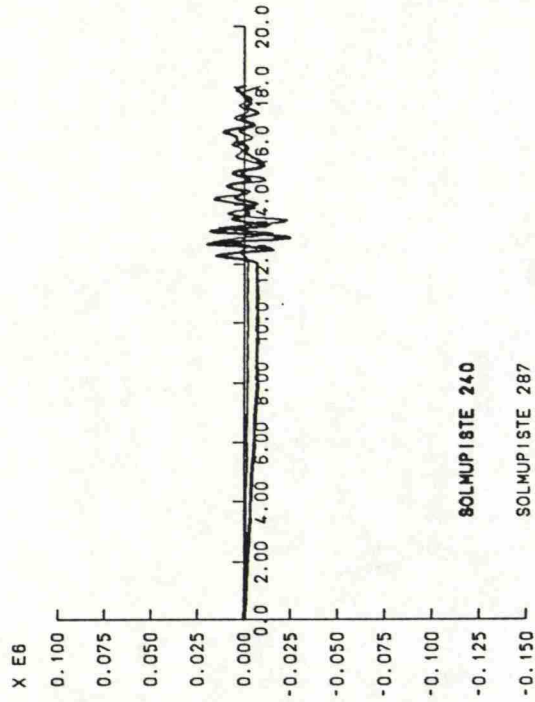
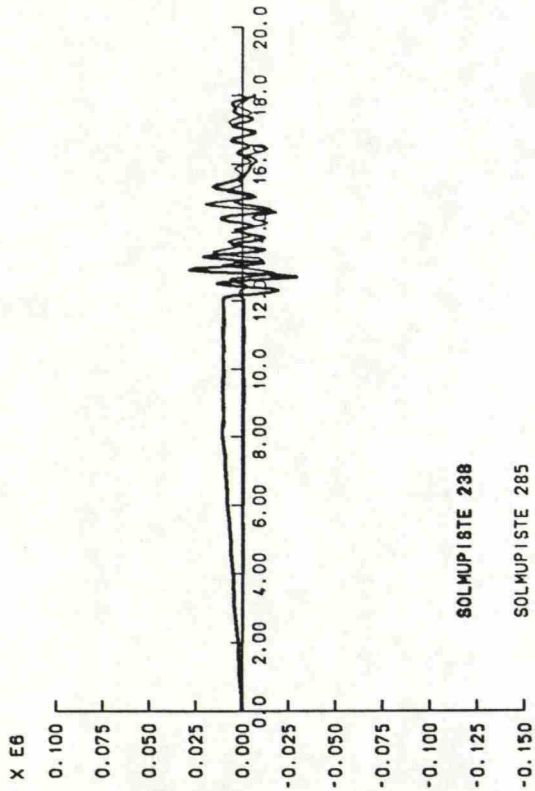
PYLONIN SOLMUPISTEIDEN TAIVUTUSMOMENTTI M_y [kNm] AJAN t [s] FUNKTIONA



PYLONIN SOLMUPISTEIDEN NORMAALIVOIMA S_z [kN] AJAN [s] FUNKTIONA

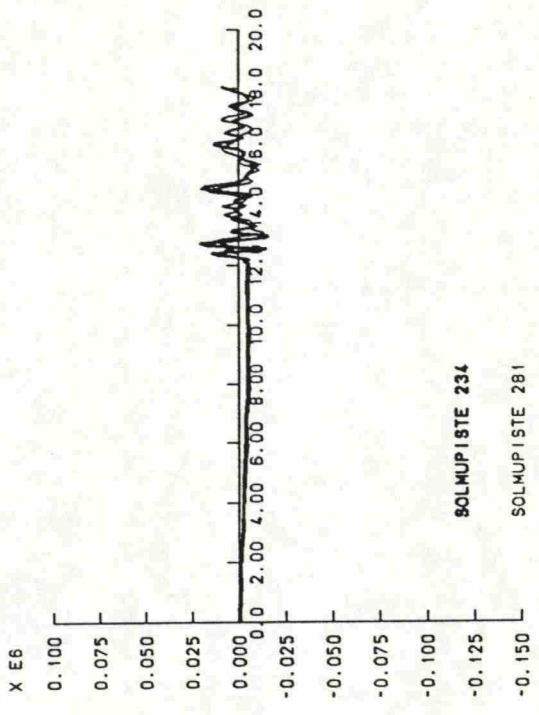
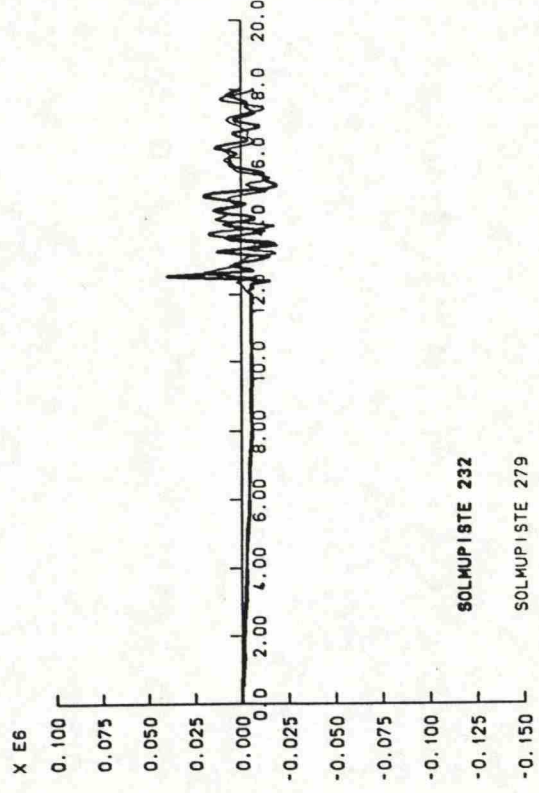
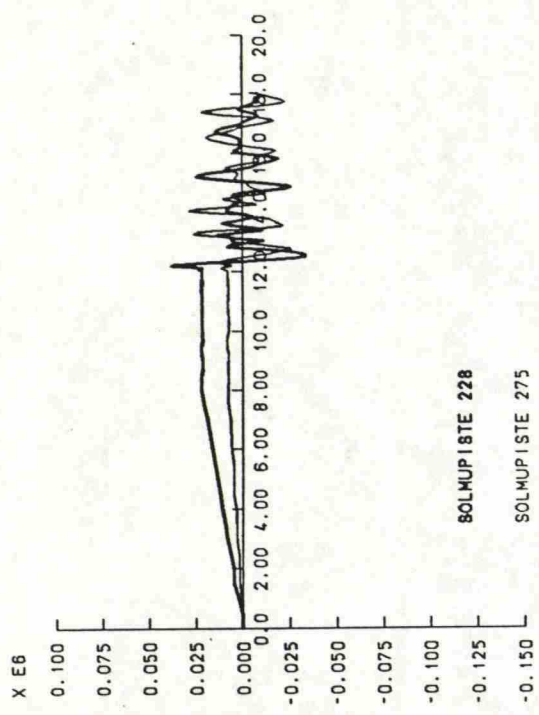
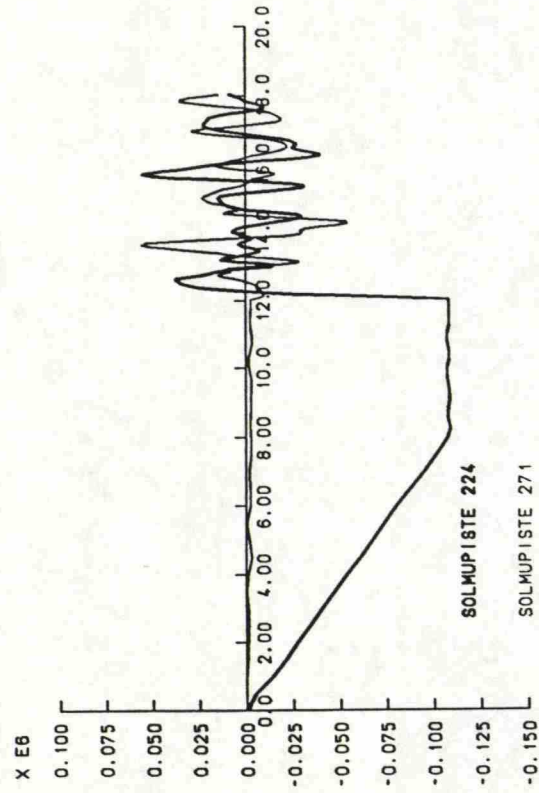


TERASPAKANNATTIMIEN SOLMUPISTEIDEN NORMAALI JANNITYS S_x [kPa] AJAN [s] FUNKTIONA
SOLMUPISTEIDEN VASEMMALTA PUOLELTA



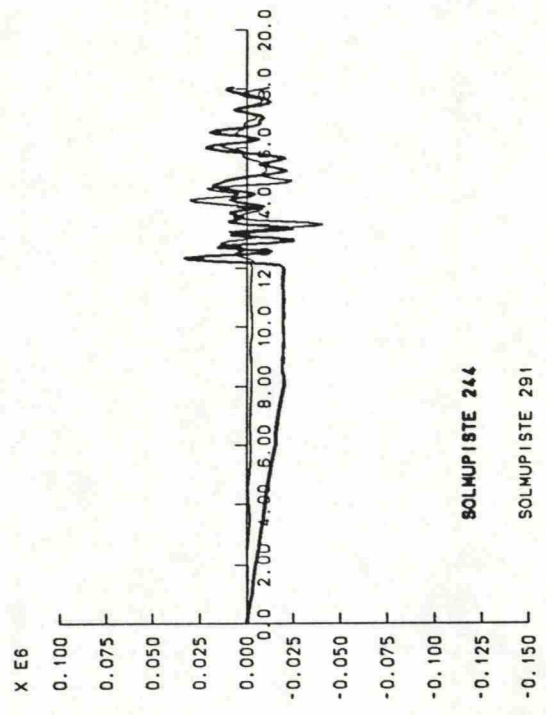
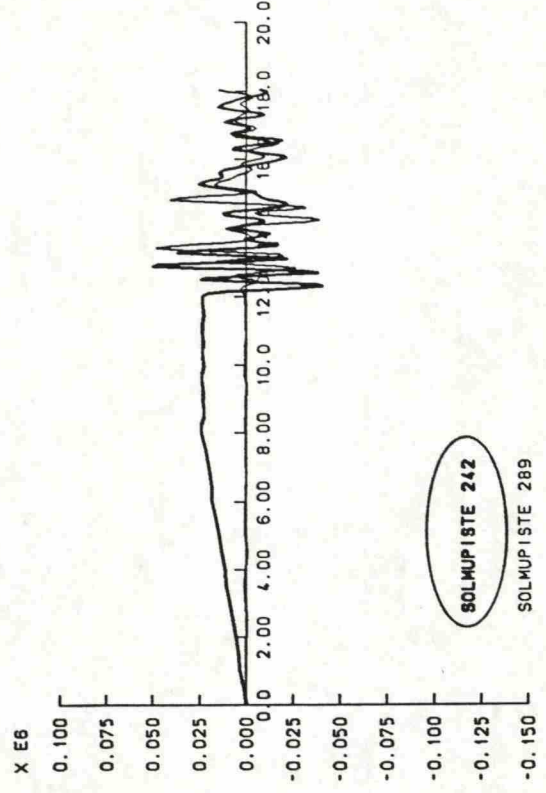
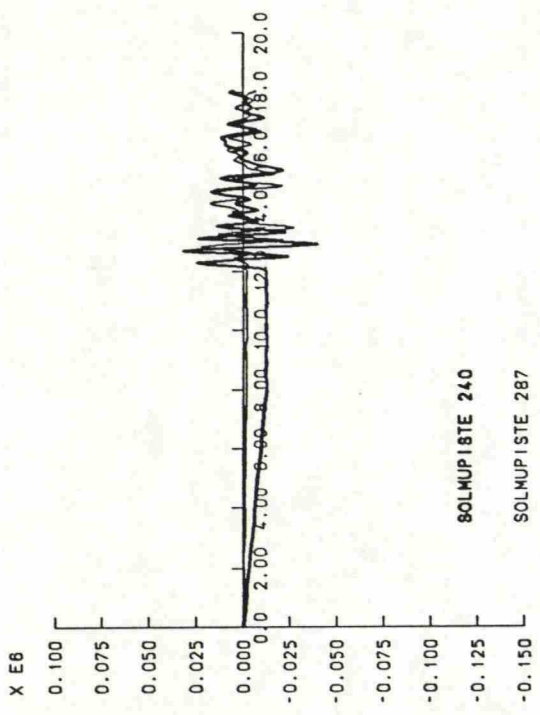
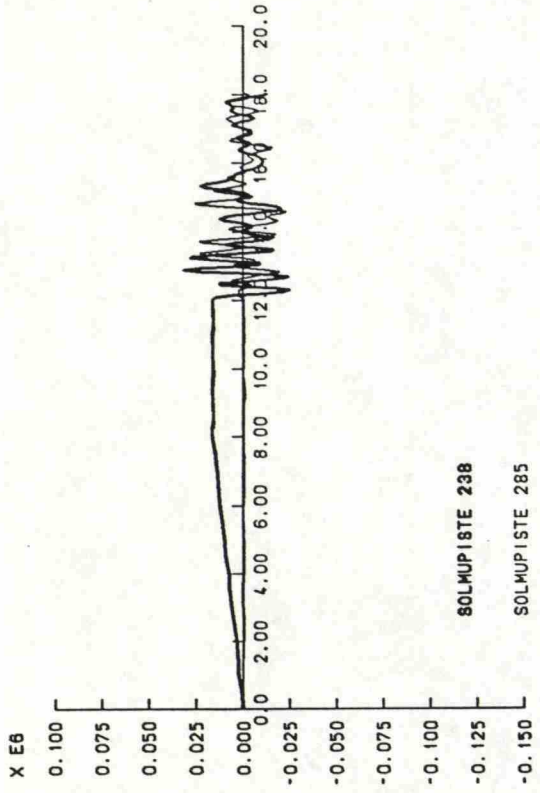
TERASPAKANNATTIMIEN SOLMUPISTEIDEN NORMAALI JANNITTYS S_x [kPa] AJAN t [s] FUNKTIONA

SOLMUPISTEIDEN VASEMMMALTA PUOLELTA



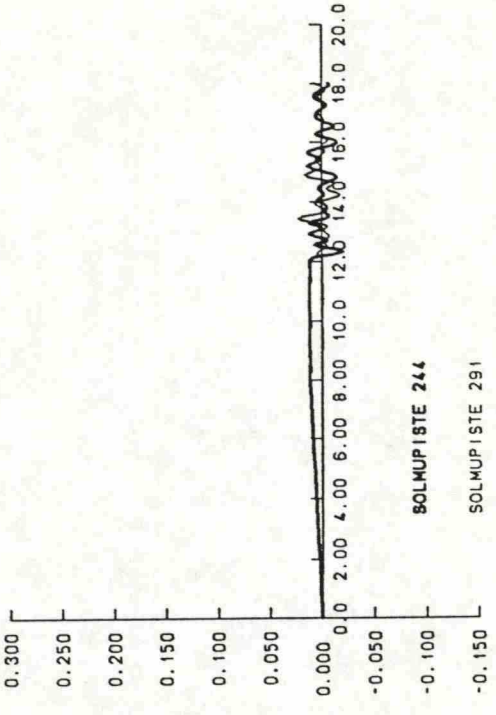
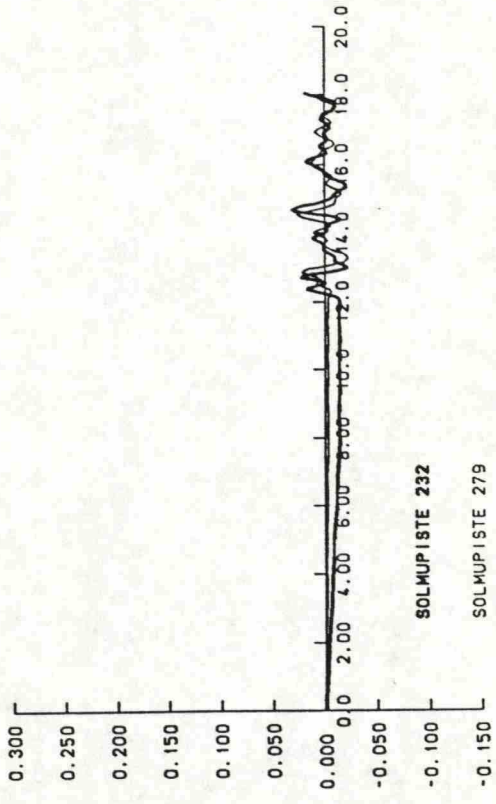
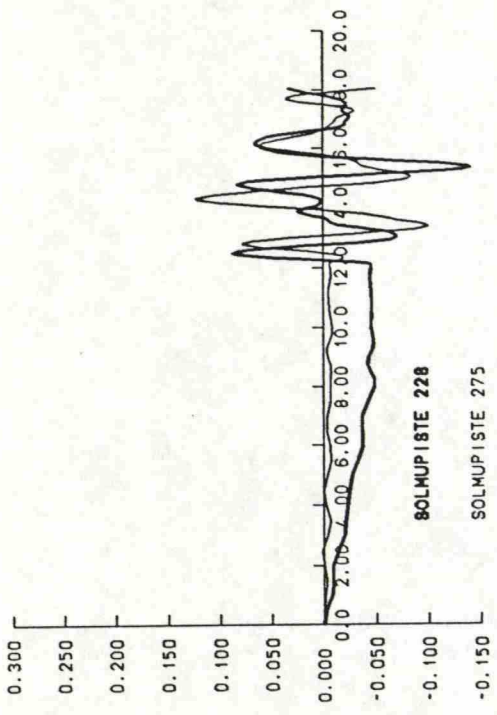
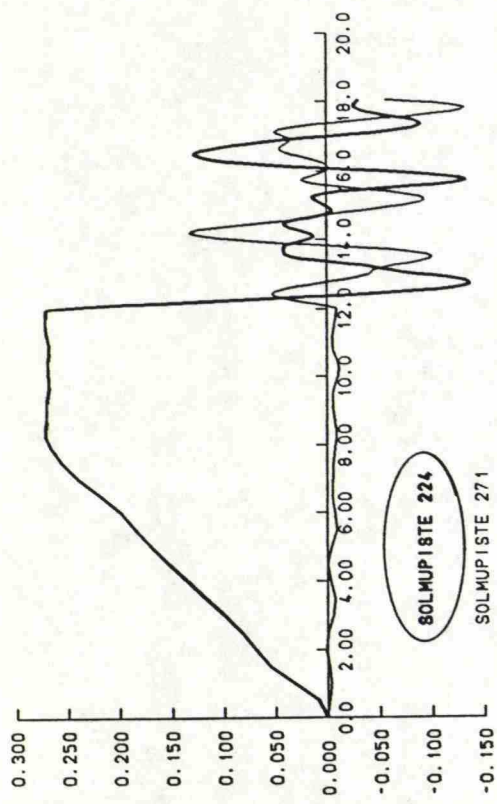
TERASPAKANNATTIMIEN SOLMUPISTEIDEN NORMAALIJANNITYS S_x [kPa] AJAN [s] FUNKTIONA

SOLMUPISTEIDEN OIKEALTA PUOLELTA

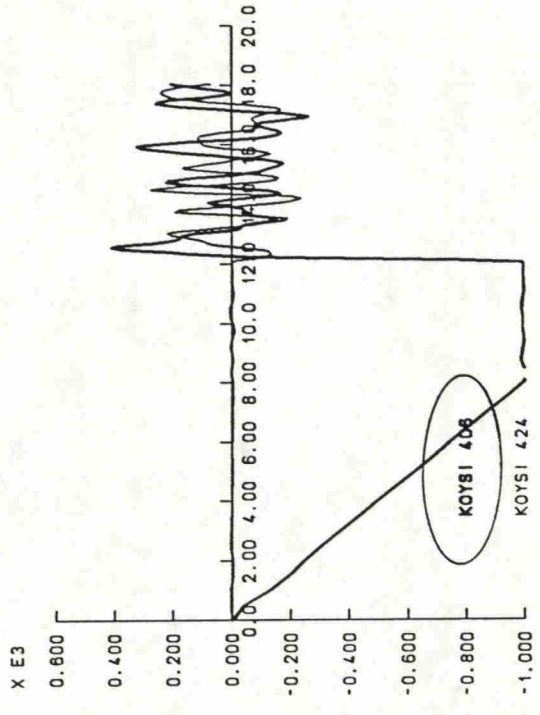
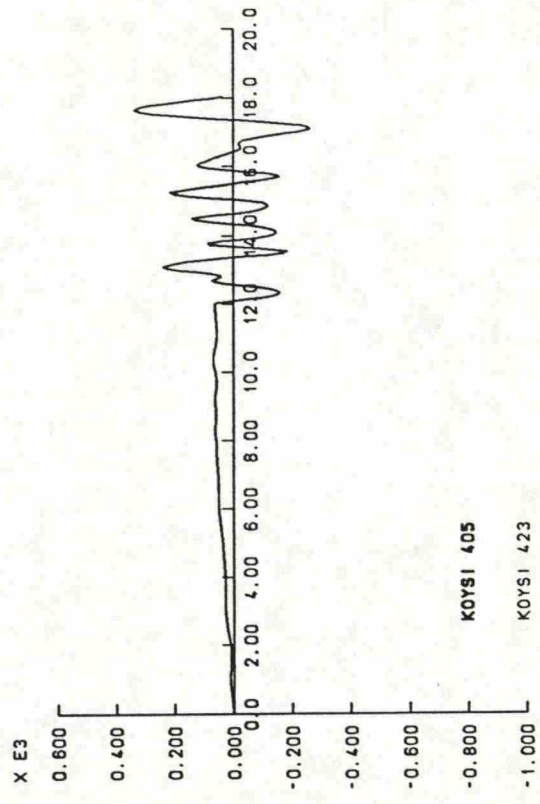
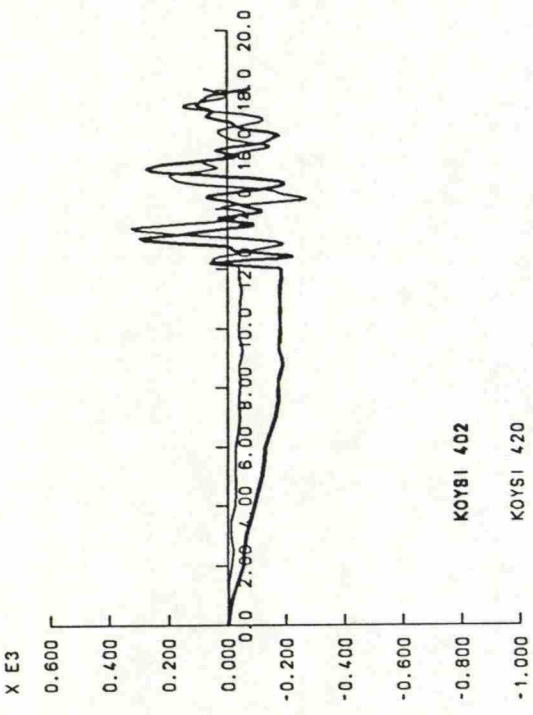
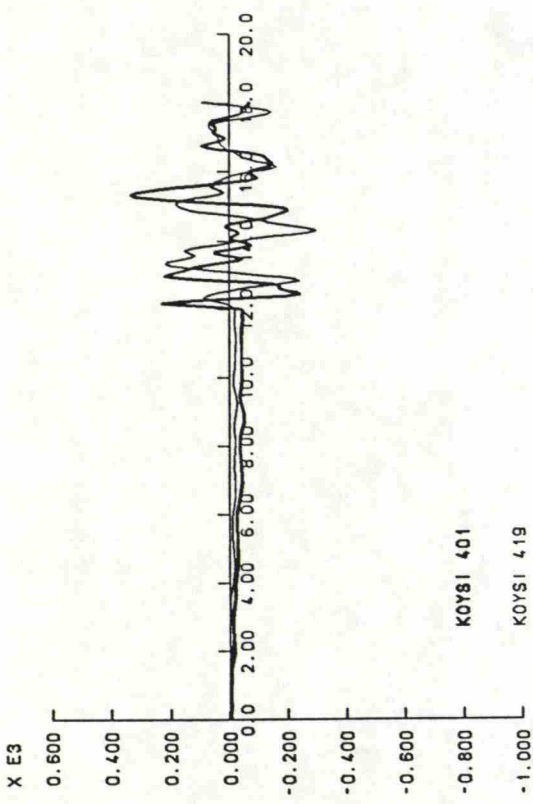


TERASPAKANNATTIMIEN SOLMUPISTEIDEN NORMAALI JANNITYS Sx [kPa] AJAN [s] FUNKTIONA

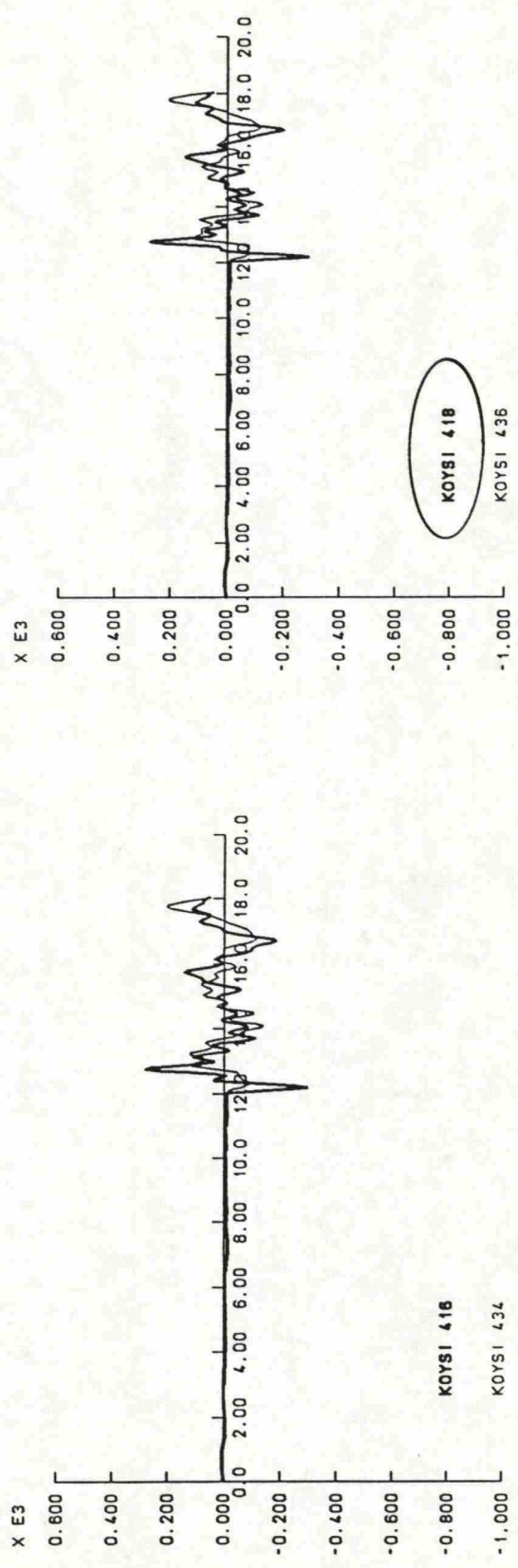
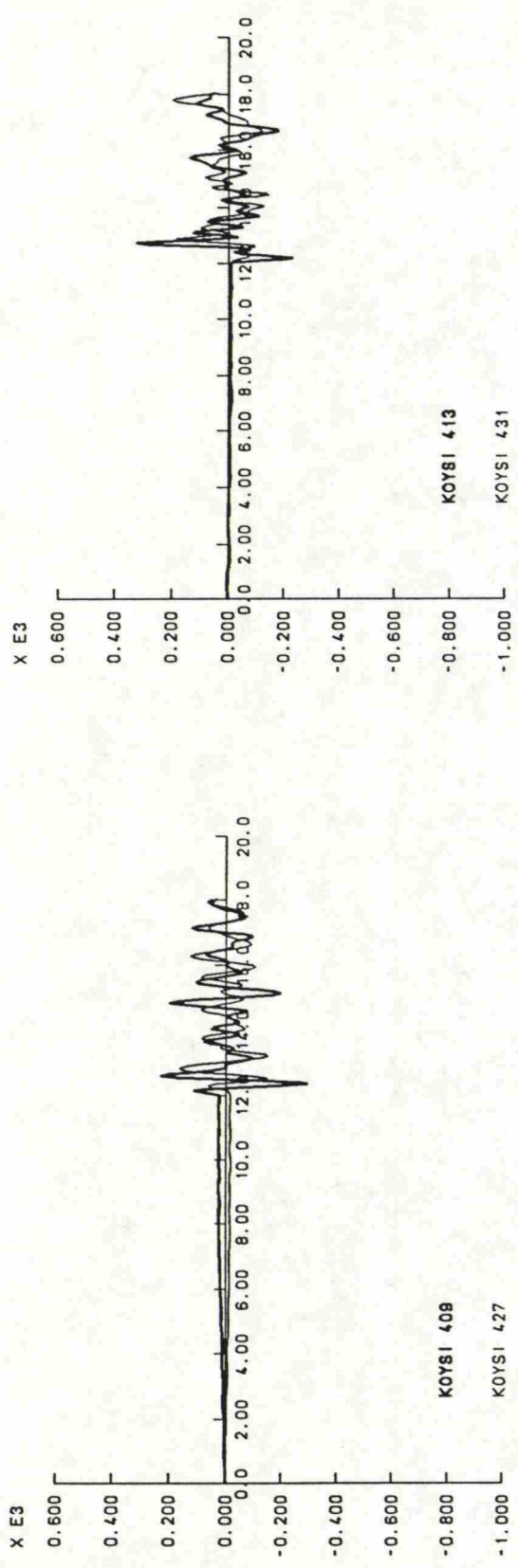
SOLMUPISTEIDEN OIKEALTA PUOLELTA



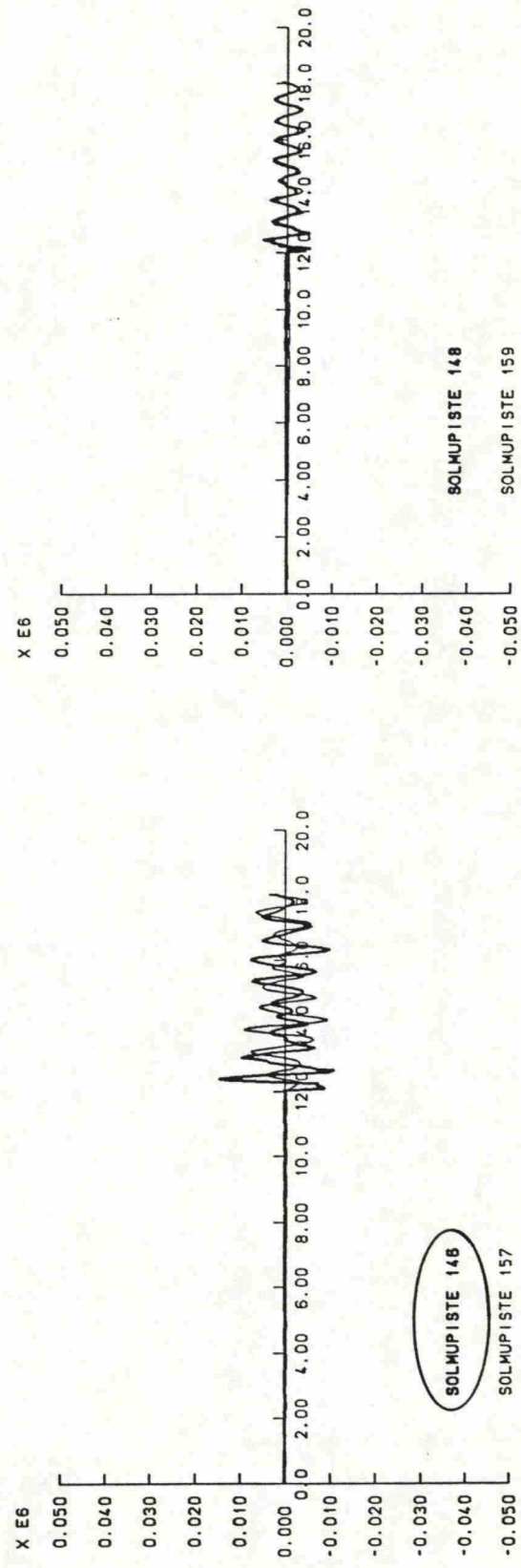
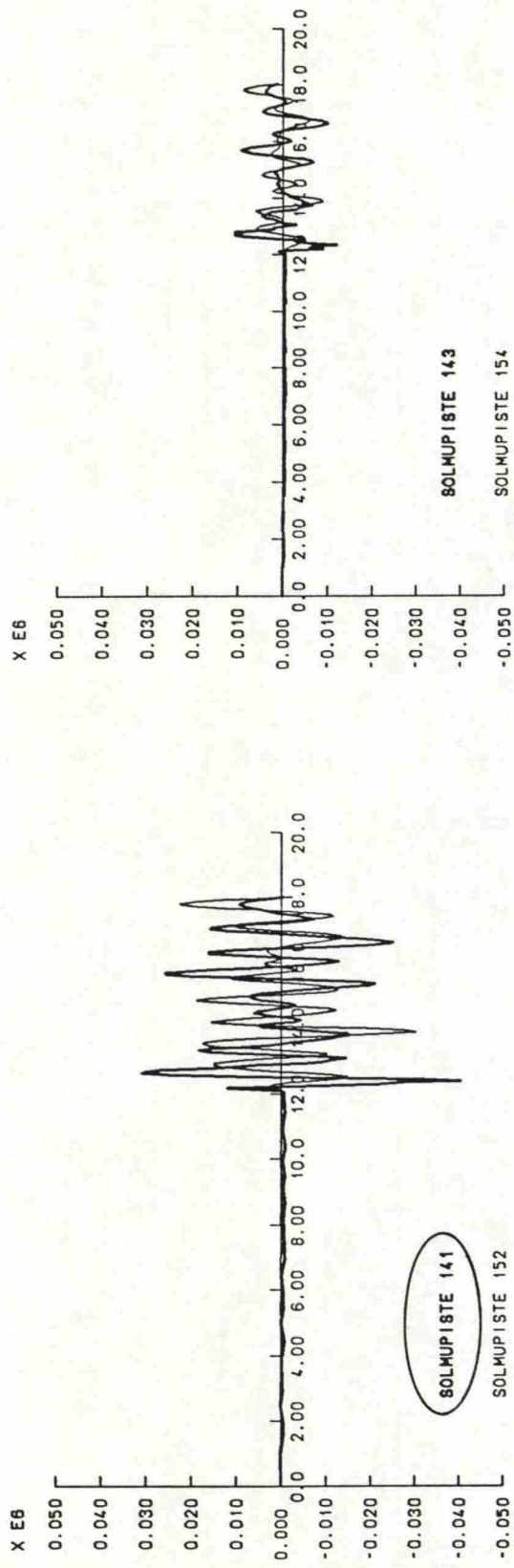
TERASPAKANNATTIMIEN SOLMUPISTEIDEN SIIRTYMA dz [m] AJAN [s] FUNKTIONA



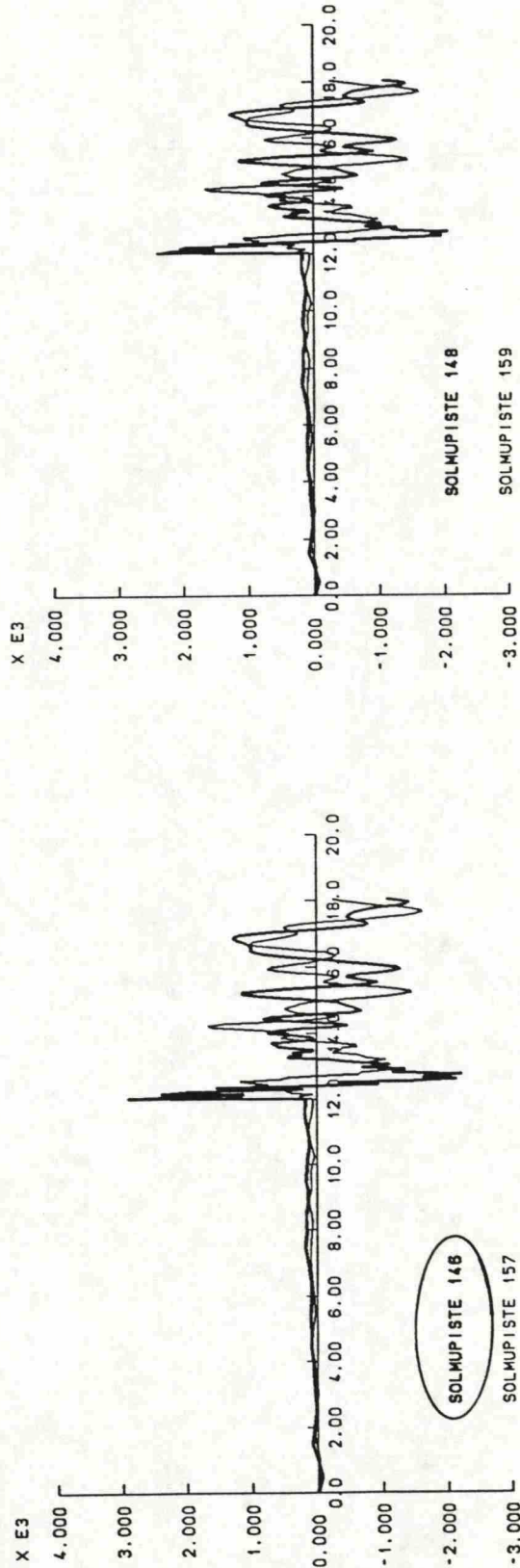
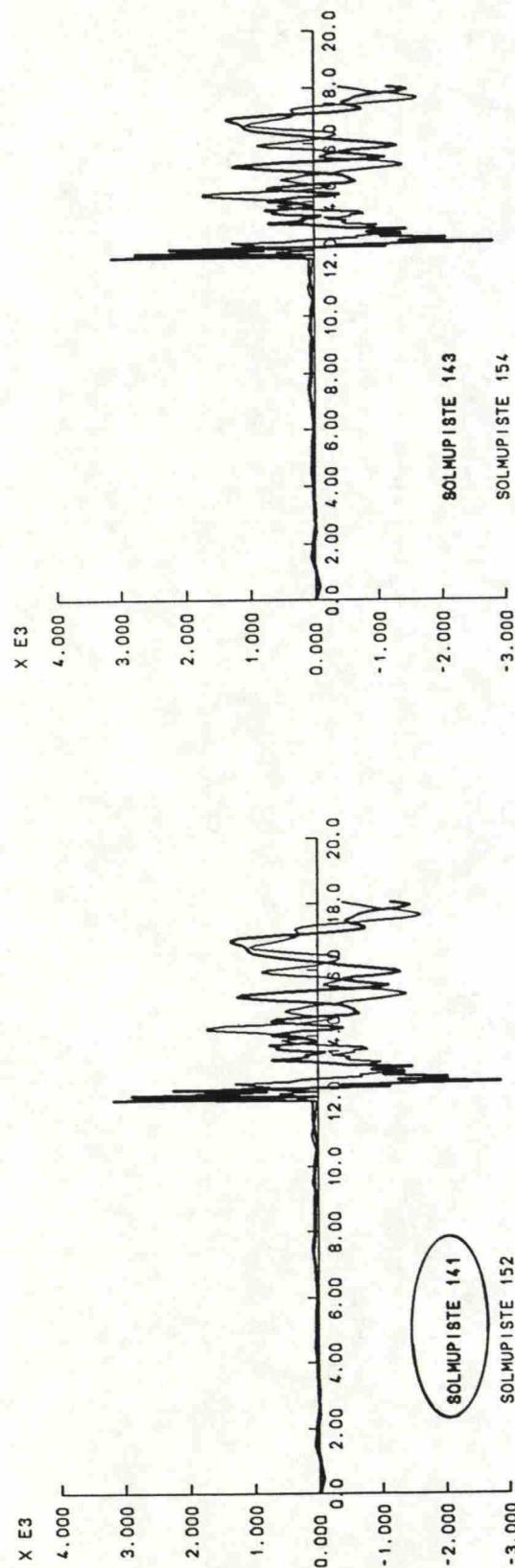
KOYSIEN NORMAALIVOIMA S [kN] AJAN [s] FUNKTIONA



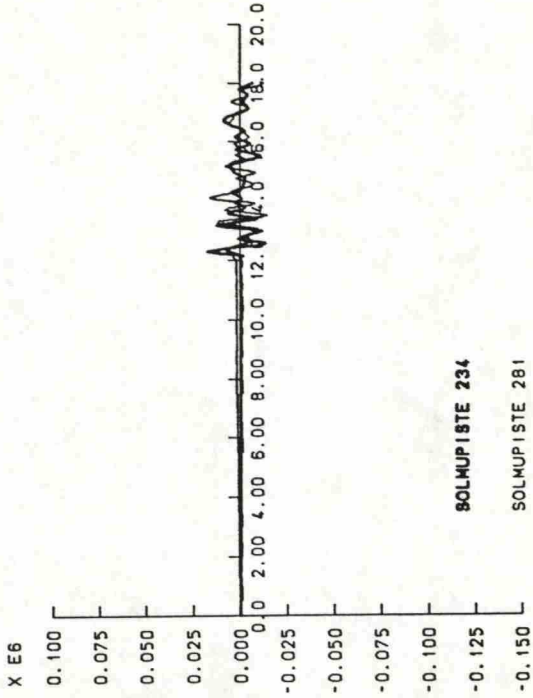
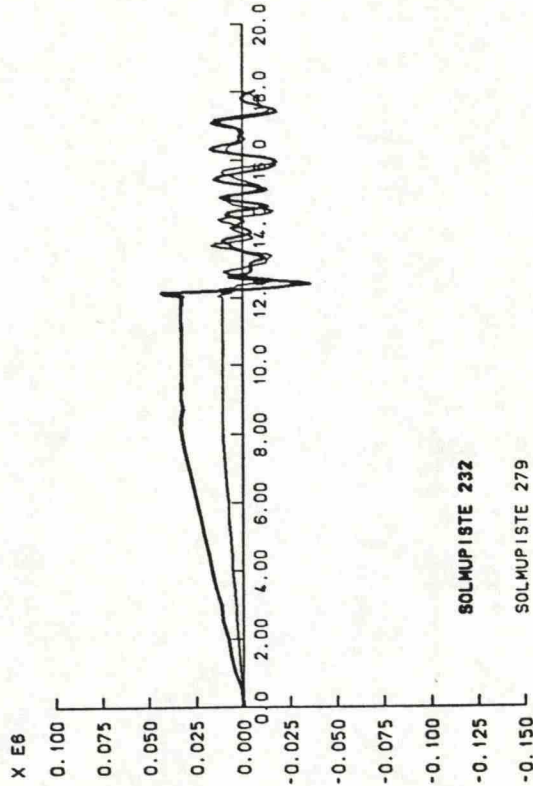
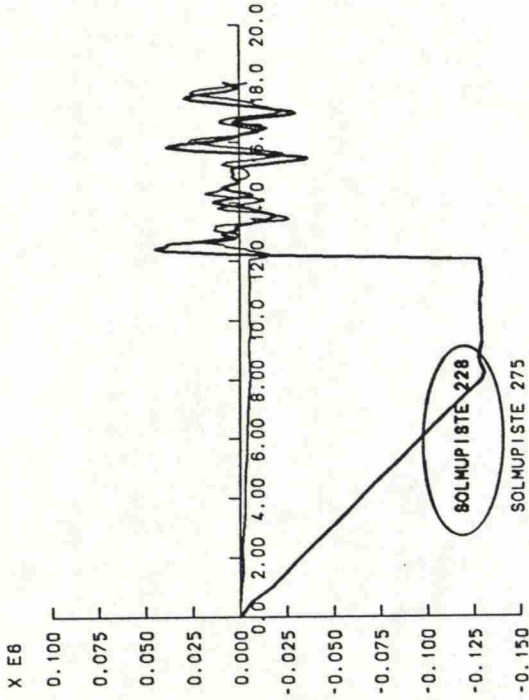
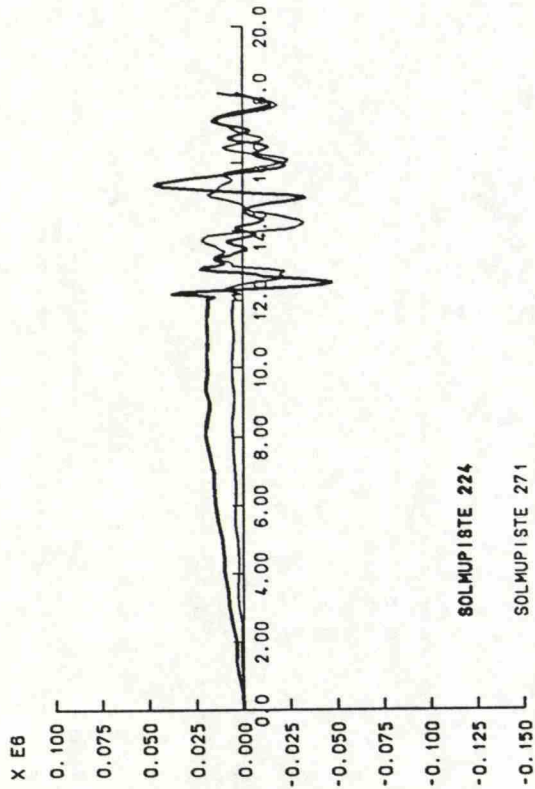
KOYSIEN NORMAALIVOIMA S [kN] AJAN [s] FUNKTIONA



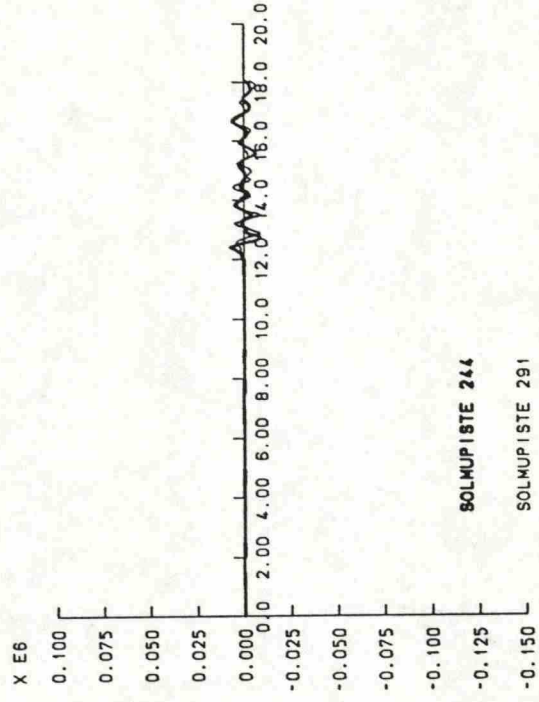
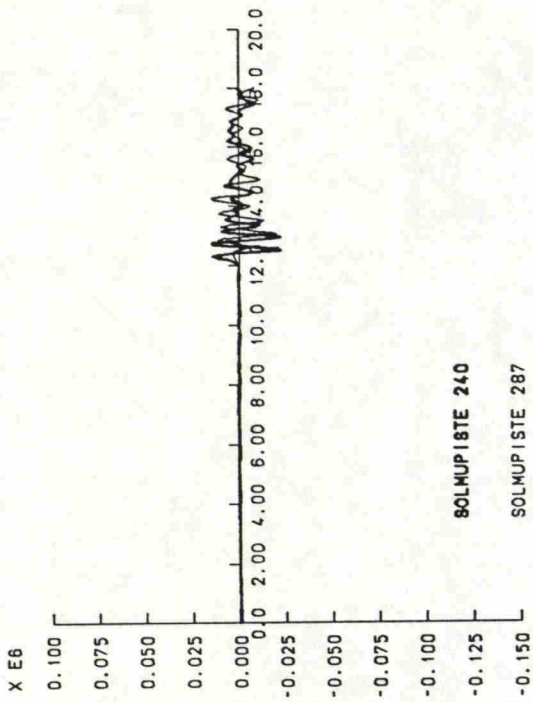
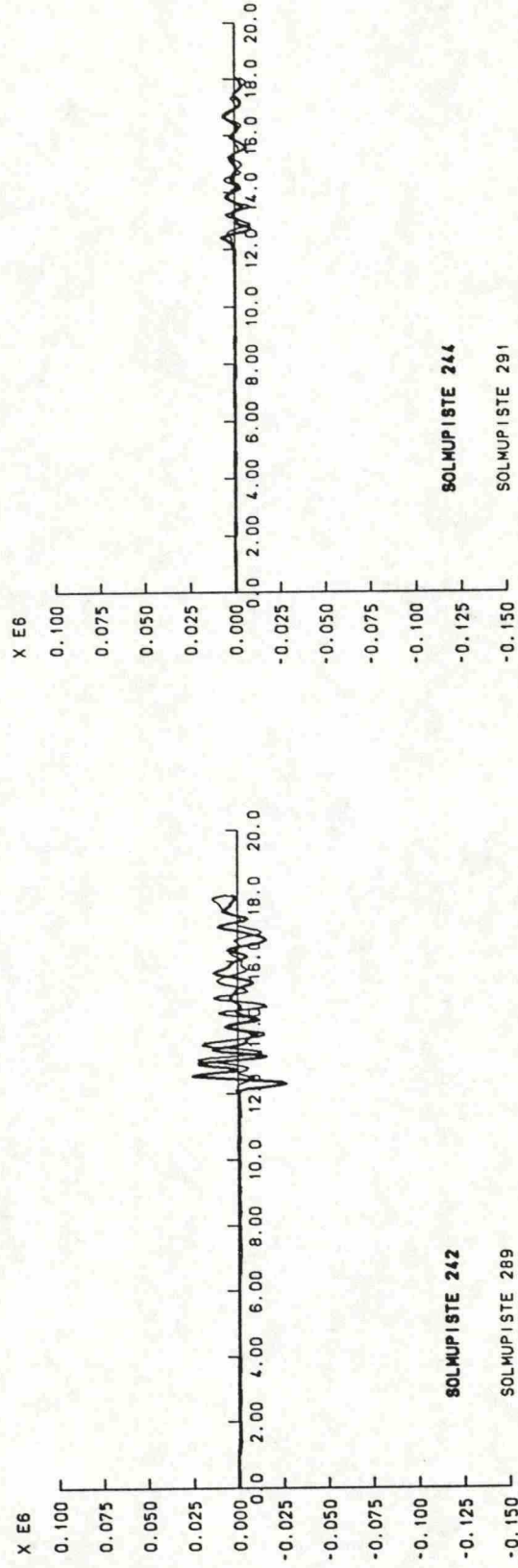
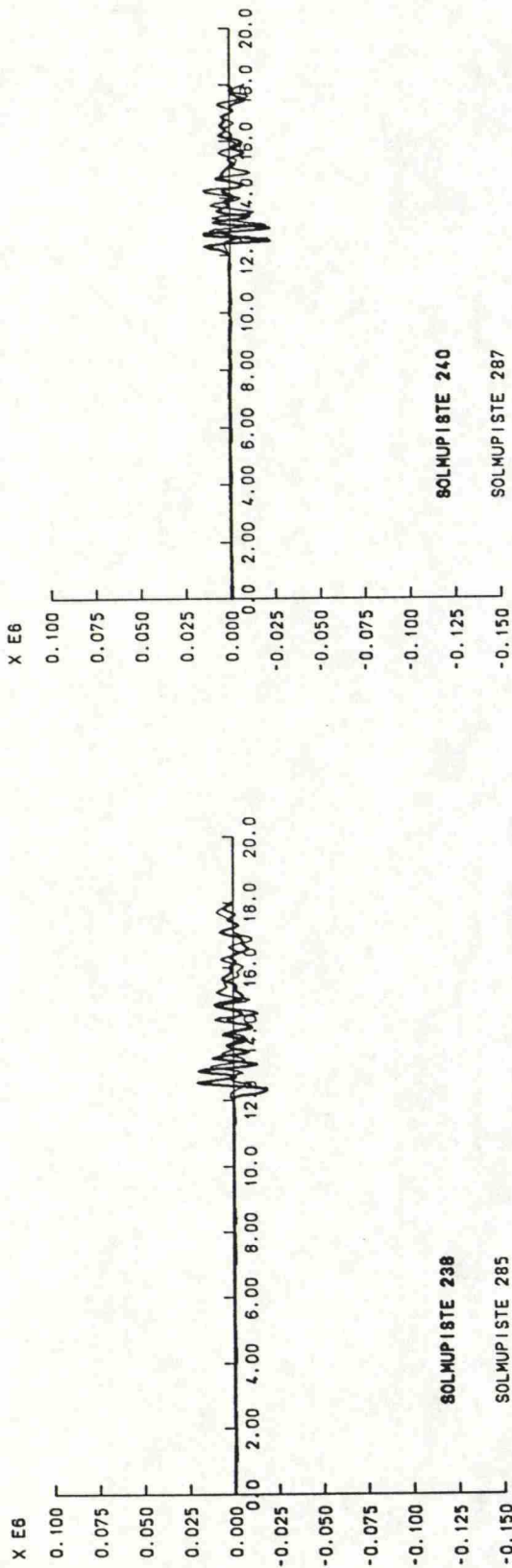
PYLONIN SOLMUPISTEIDEN TAIVUTUSMOMENTTI My [kNm] AJAN [s] FUNKTIONA



PYLONIN SOLMUPISTEIDEN NORMAALIVOIMA Sz [KN] AJAN [s] FUNKTIONA

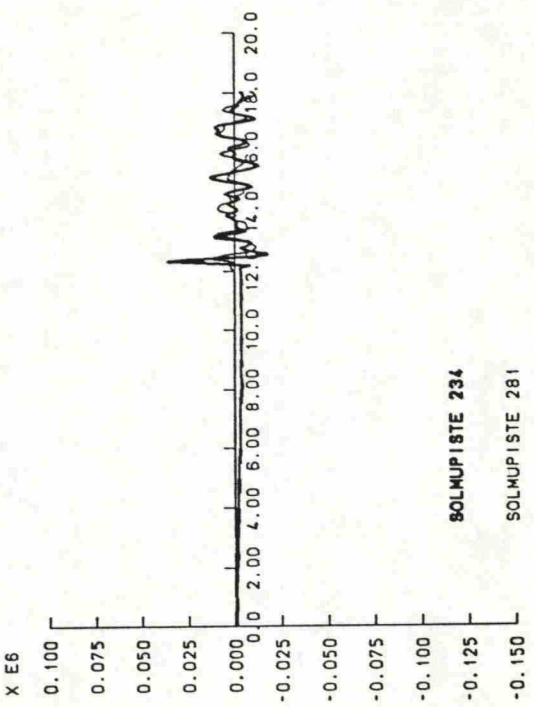
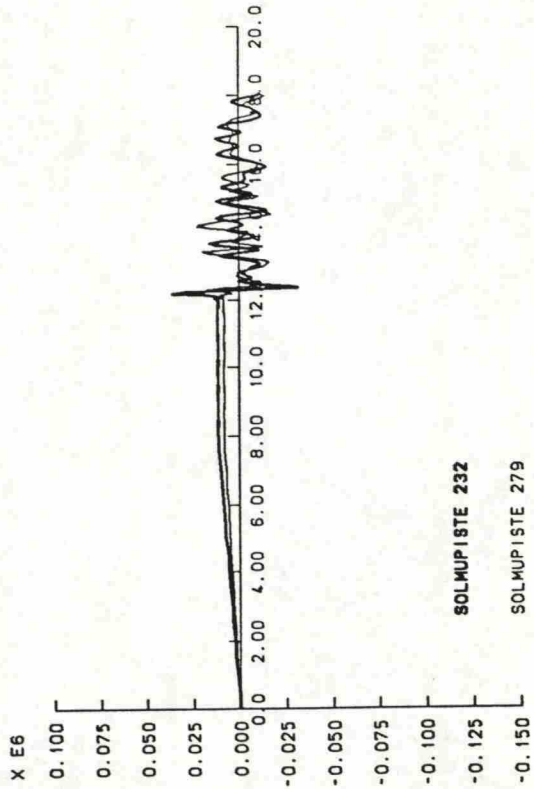
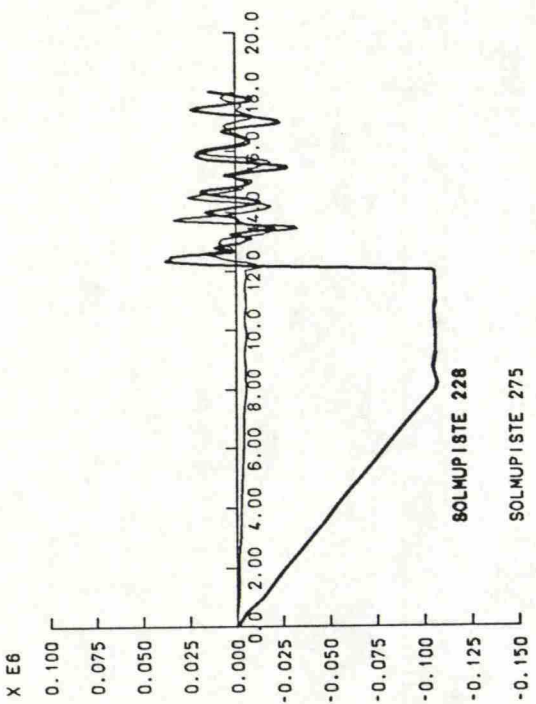
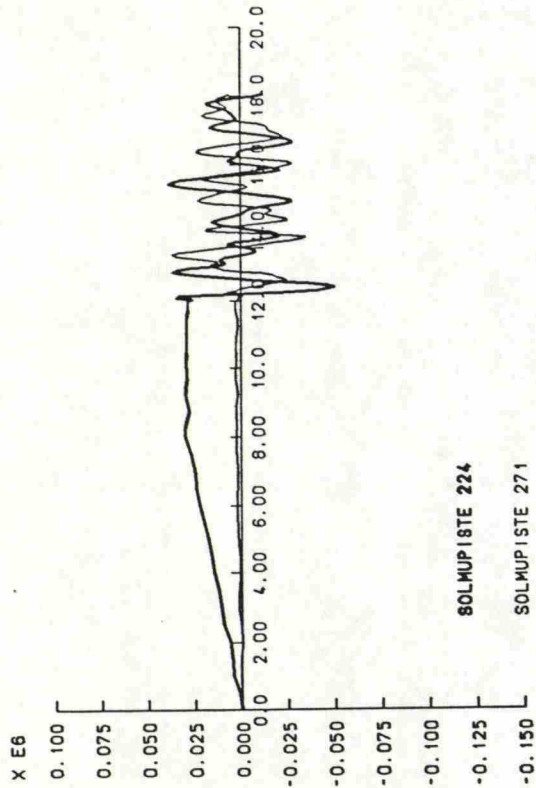


TERASPAKANNATTIMIEN SOLMUPISTEIDEN NORMAALI JANNITYS S_x [kPa] AJAN [s] FUNKTIONA
SOLMUPISTEIDEN VASEMMALTA PUOLELTA



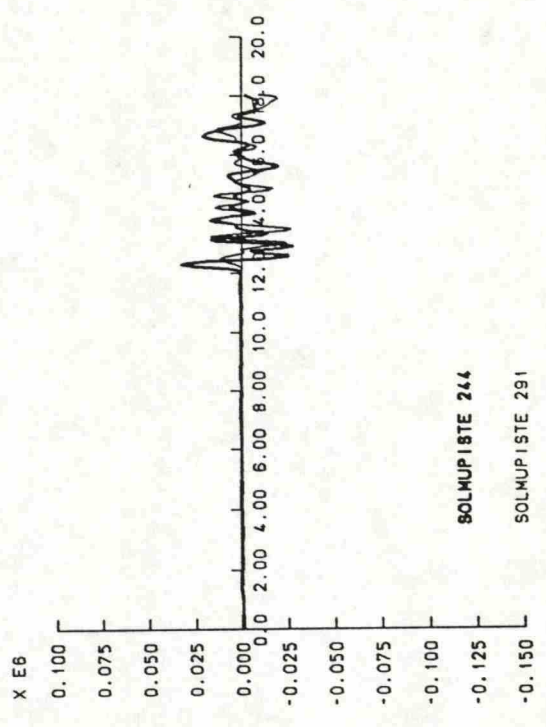
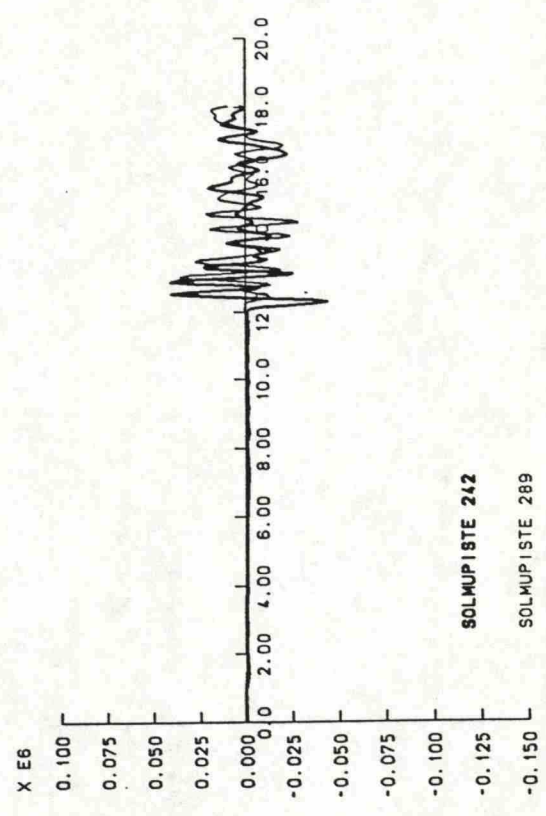
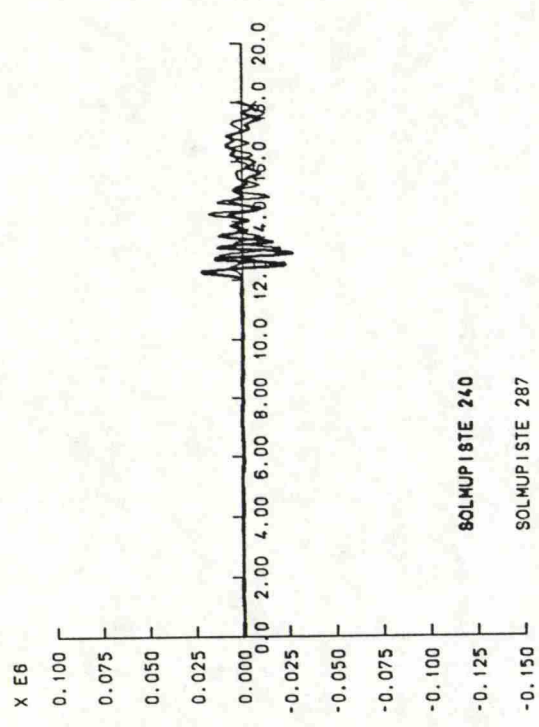
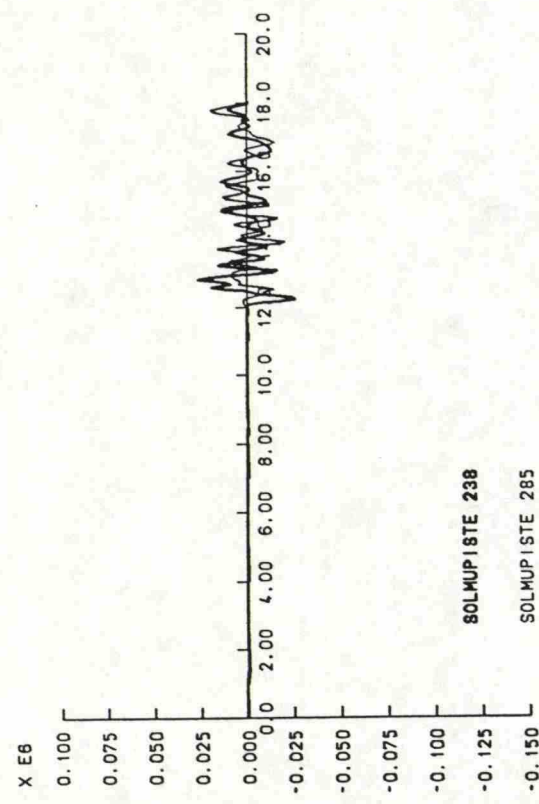
TERASPAKANNATTIMIEN SOLMUPISTEIDEN NORMAALI JANNITYS S_x [kPa] AJAN [s] FUNKTIONA

SOLMUPISTEIDEN VASEMMALTA PUOLELTÄ



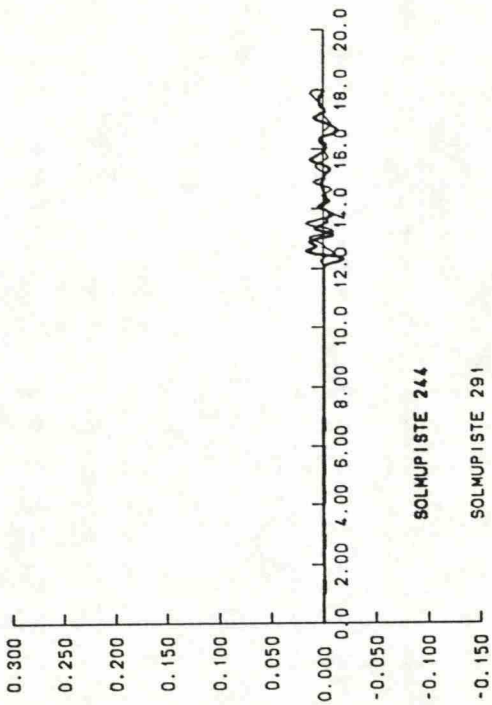
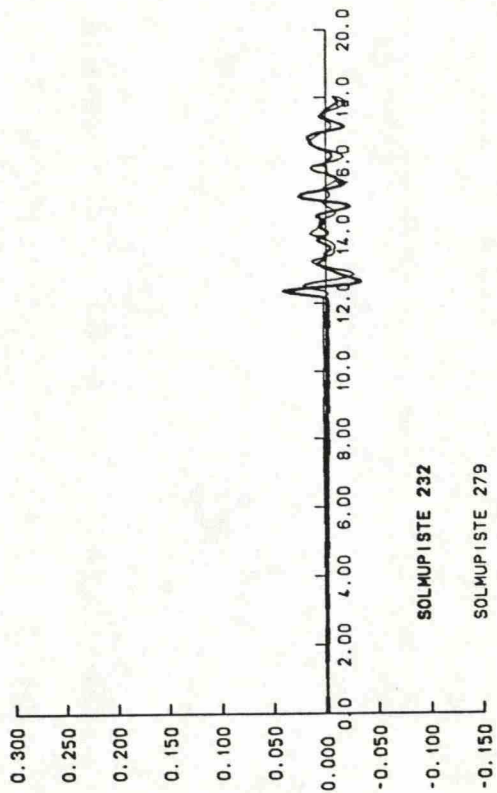
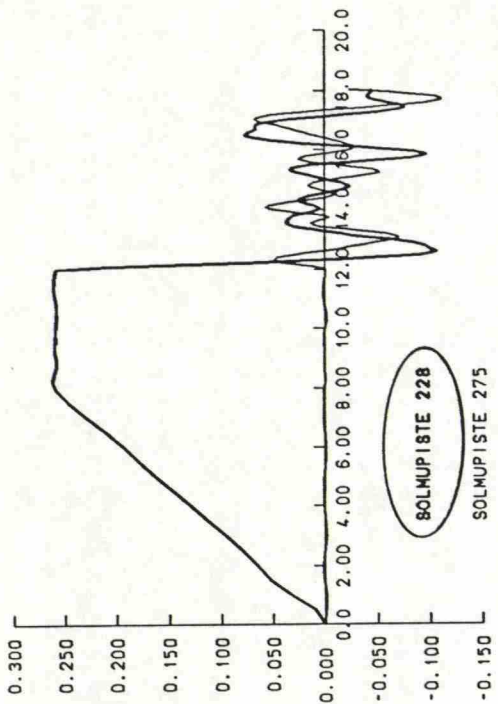
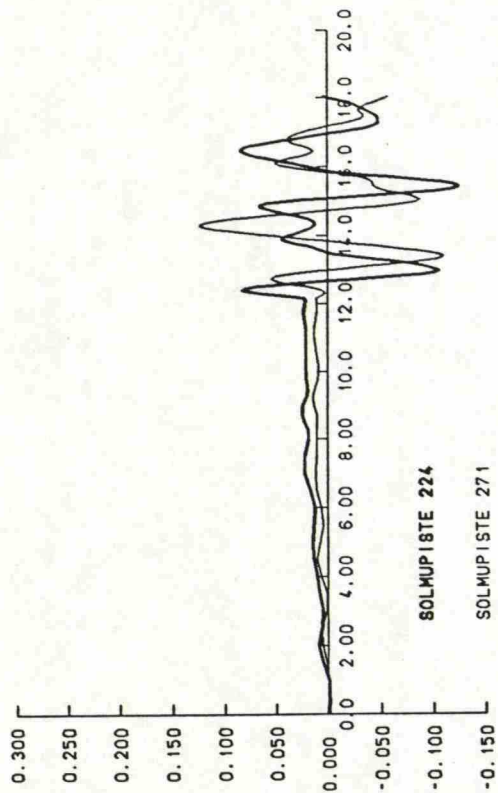
TERASPAKANNATTIMIEN SOLMUPISTEIDEN NORMAALI JANNITTYS Sx [kPa] AJAN [s] FUNKTIONA

SOLMUPISTEIDEN OIKEALTA PUOLELTA



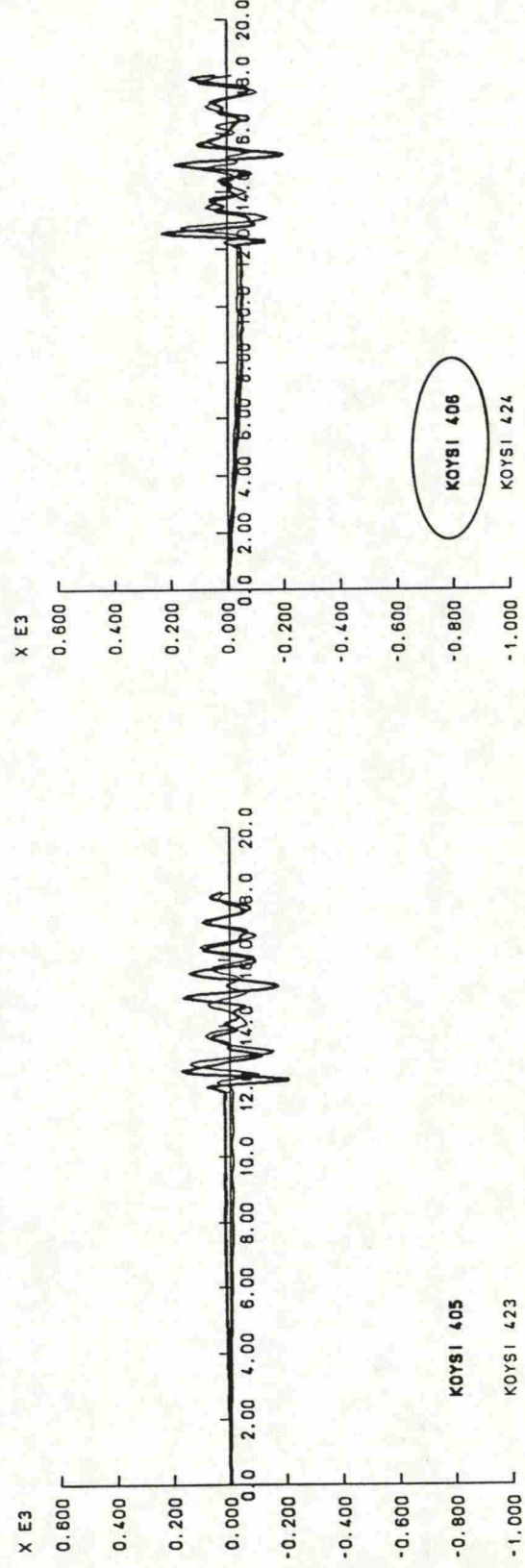
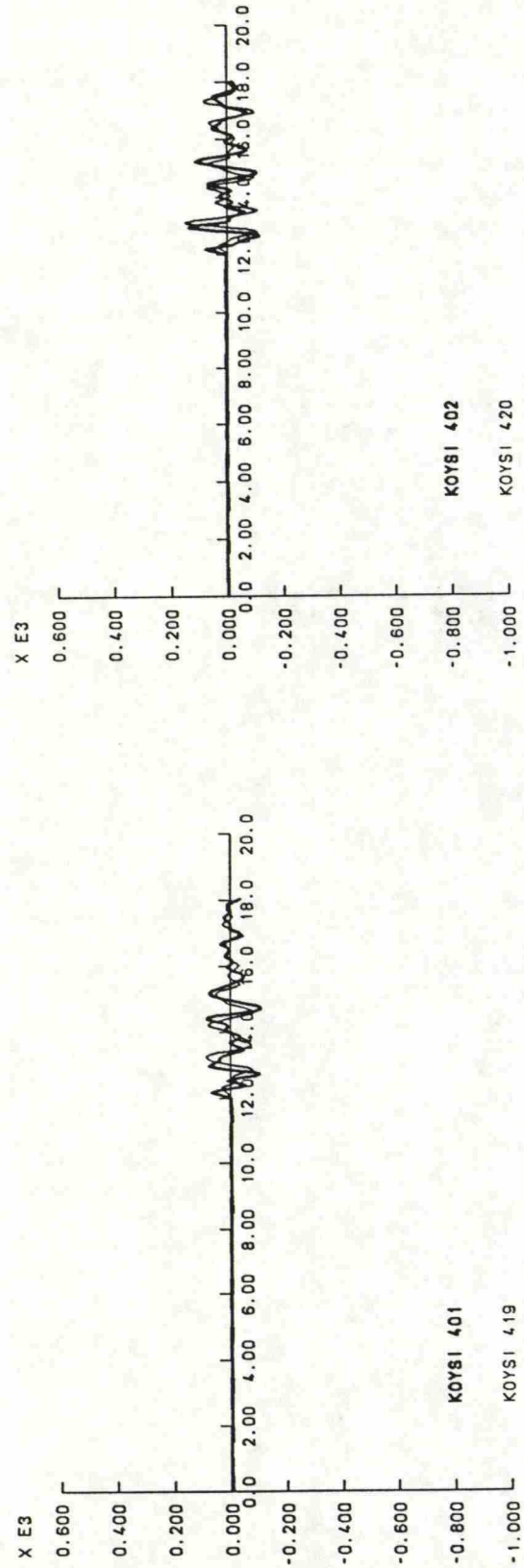
LIITE 21/79

TERASPAKANNATTIMIEN SOLMUPISTEIDEN NORMAALIJANNITYS S_x [kPa] AJAN [s] FUNKTIONA
 SOLMUPISTEIDEN OIKEALTA PUOLELTA

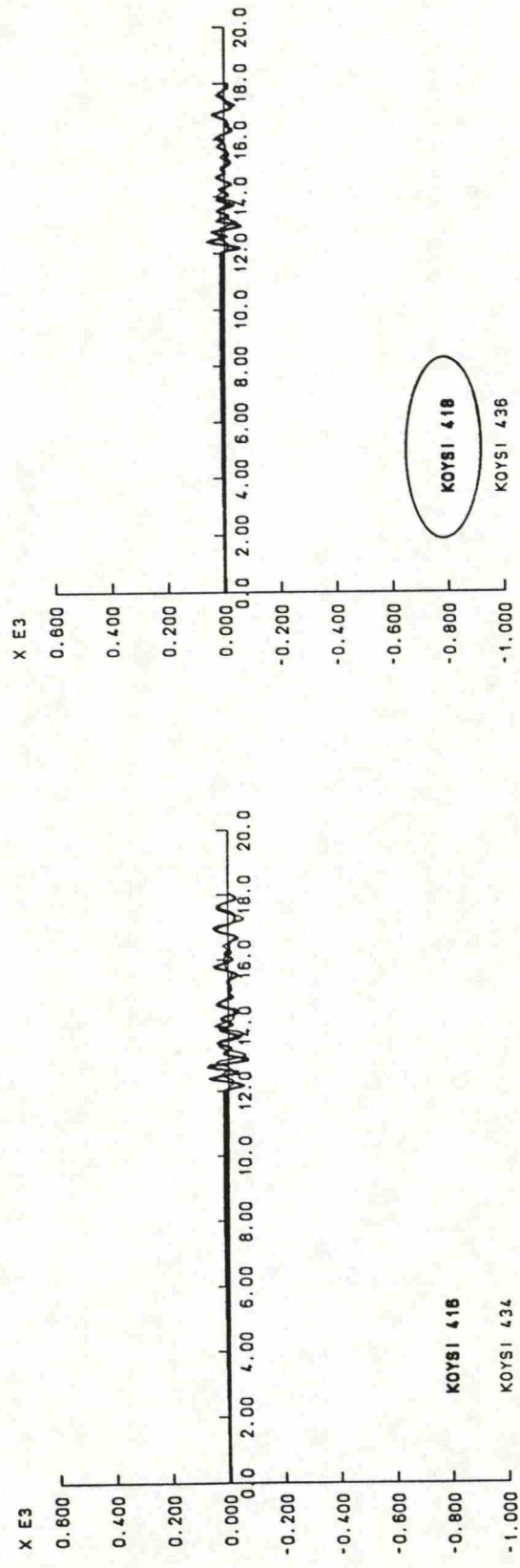
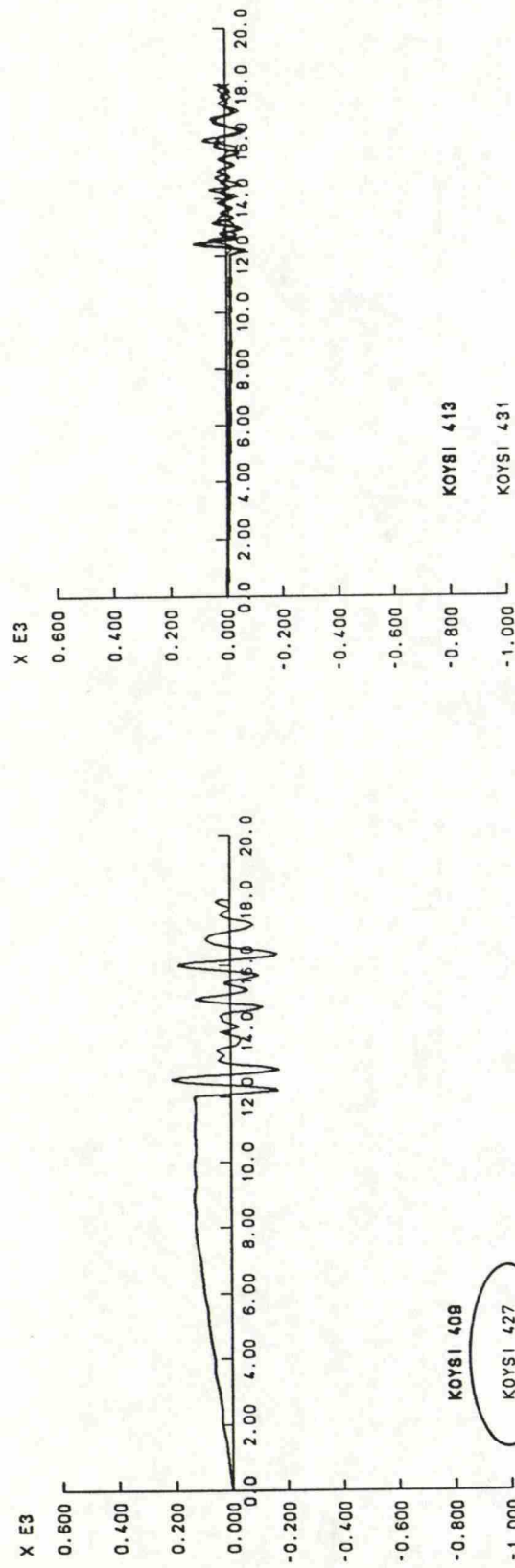


TERASPAKANNATTIMIEN SOLMUPISTEIDEN SIIRTYMA dz [m] AJAN [s] FUNKTIONA

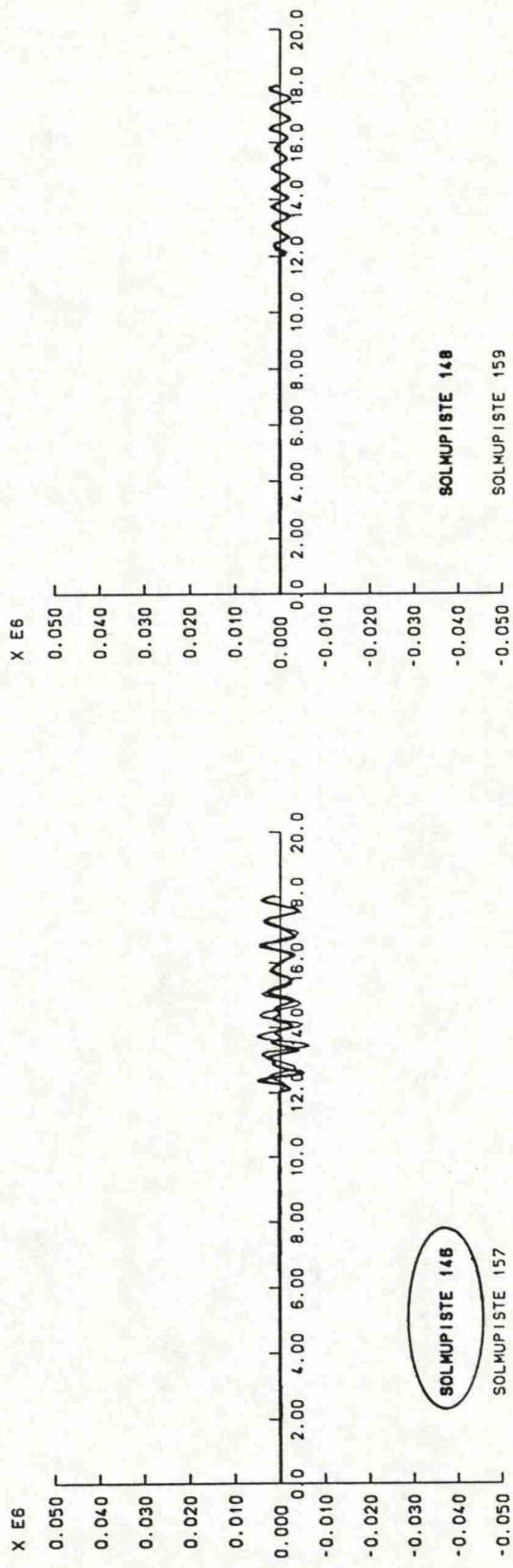
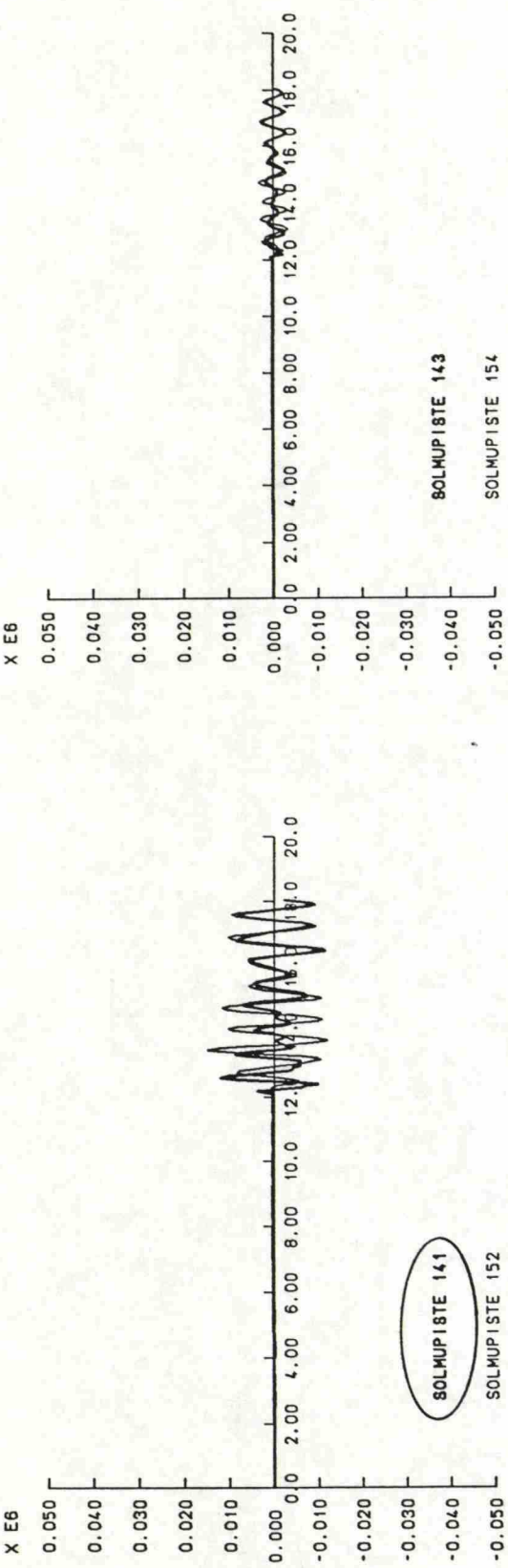
LIITE 22/49



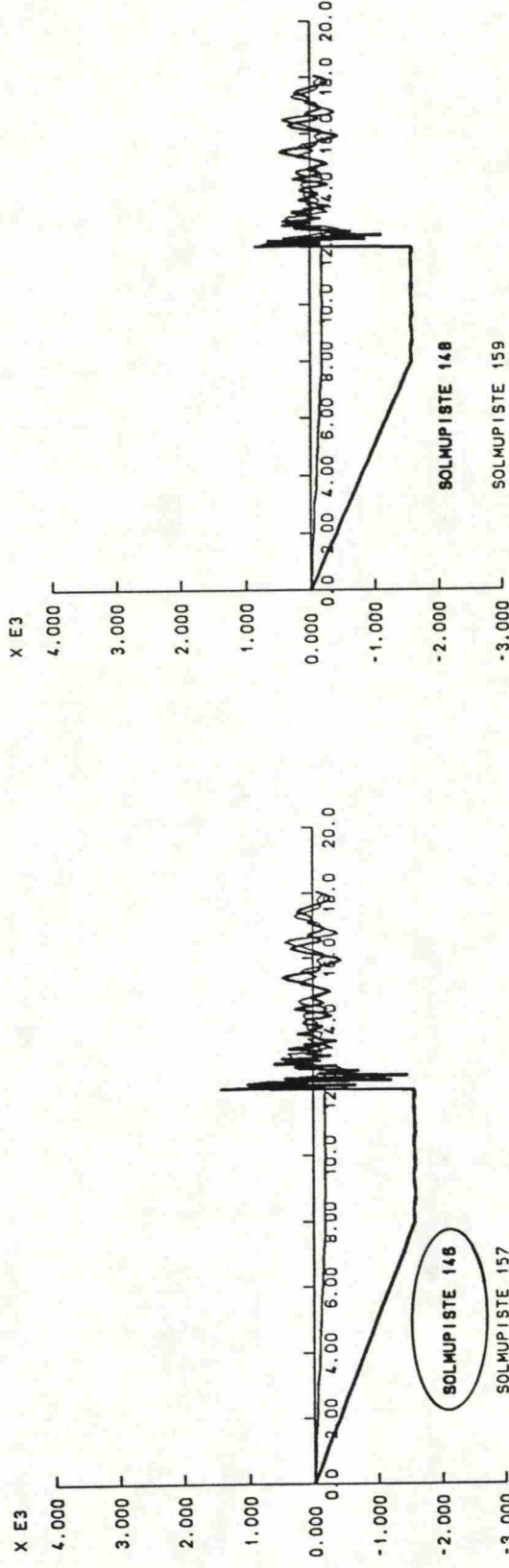
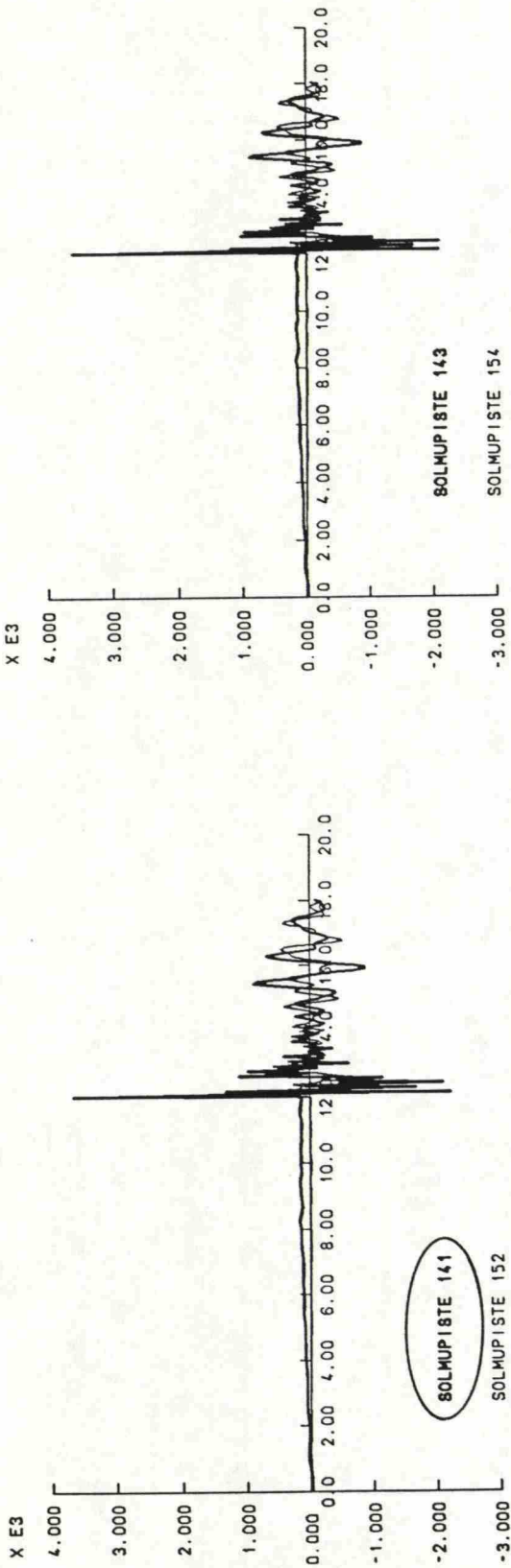
KOYSIEN NORMAALIVOIMA S [kN] AJAN [s] FUNKTIONA



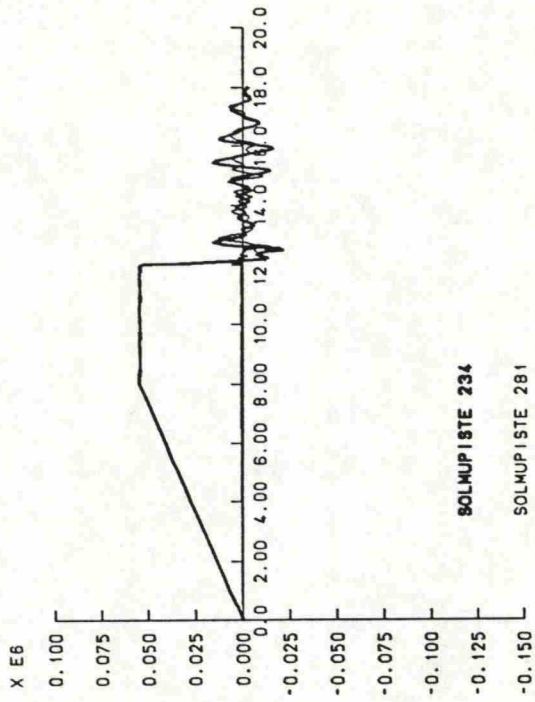
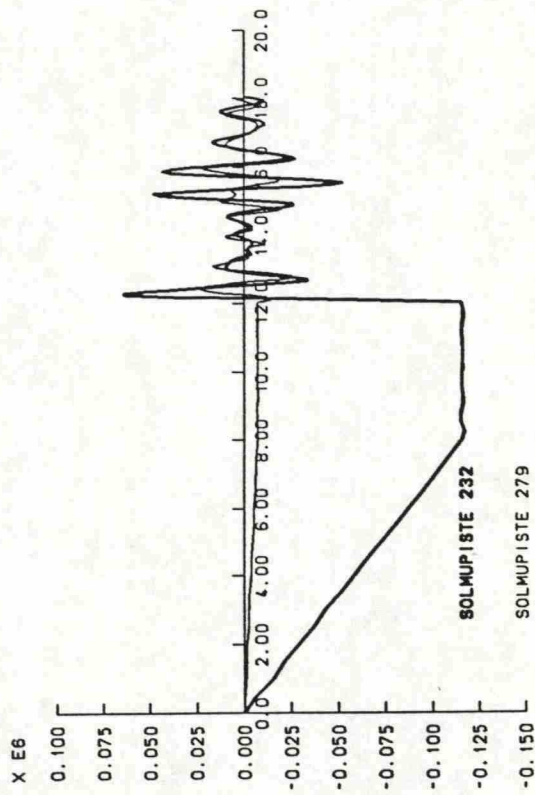
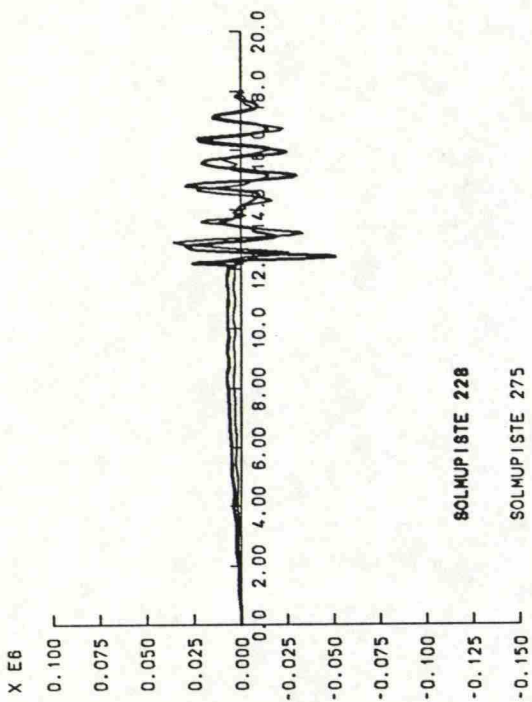
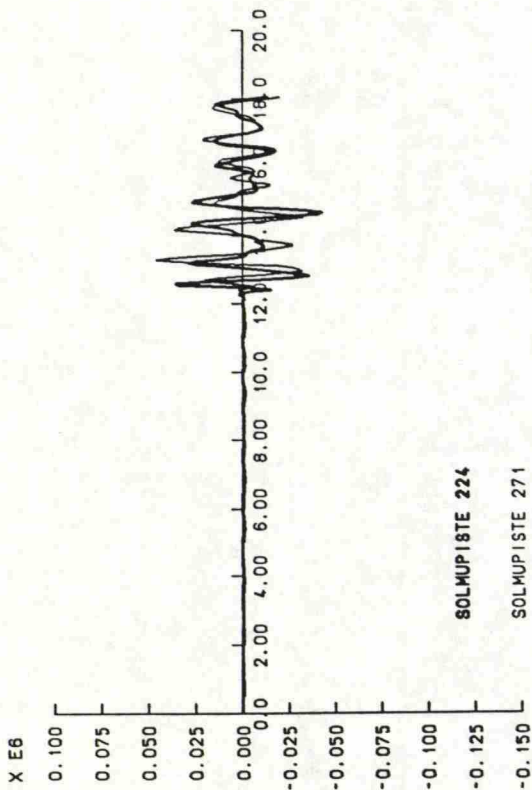
KOYSIEN NORMAALIVOIMA S [kN] AJAN [s] FUNKTIONA



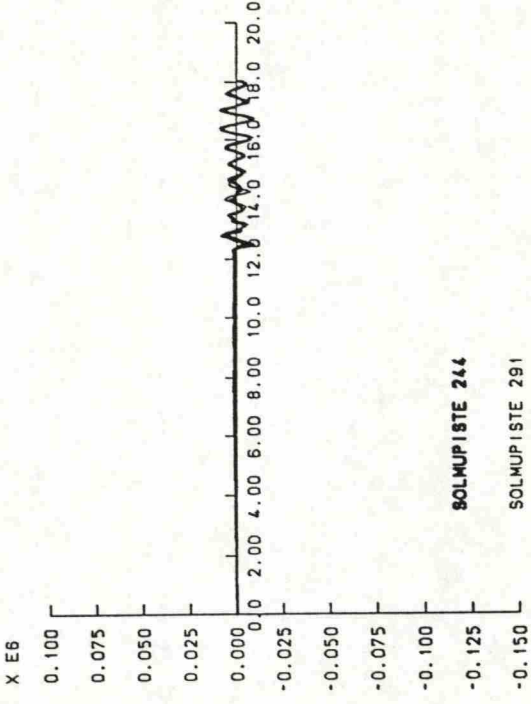
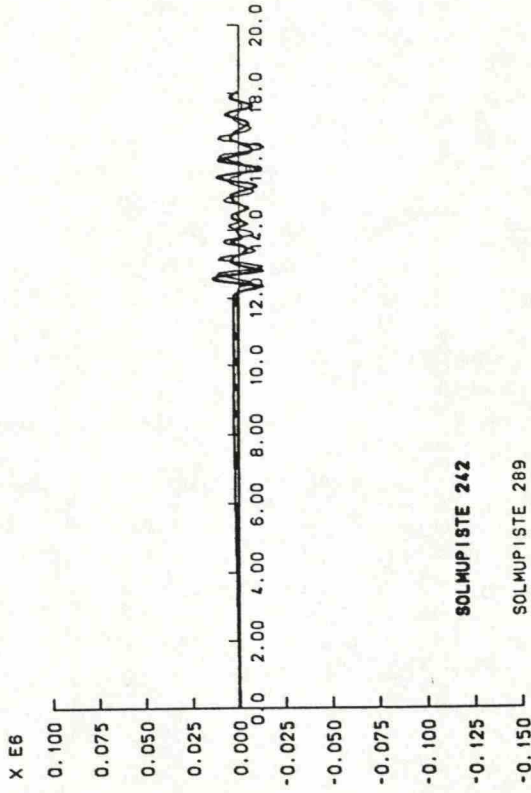
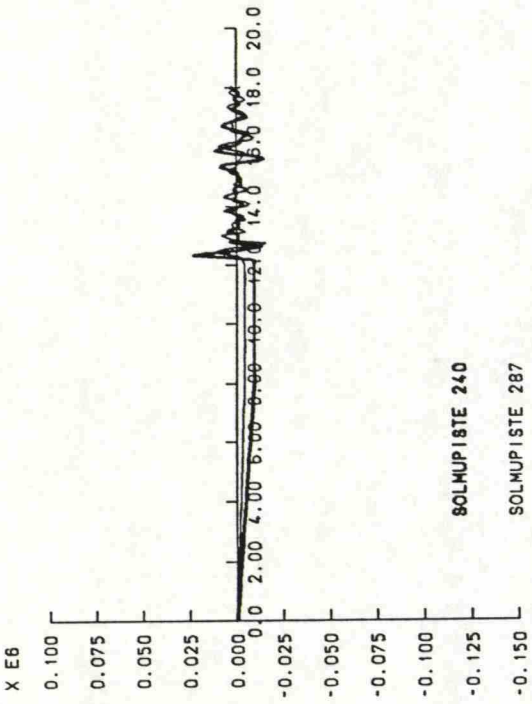
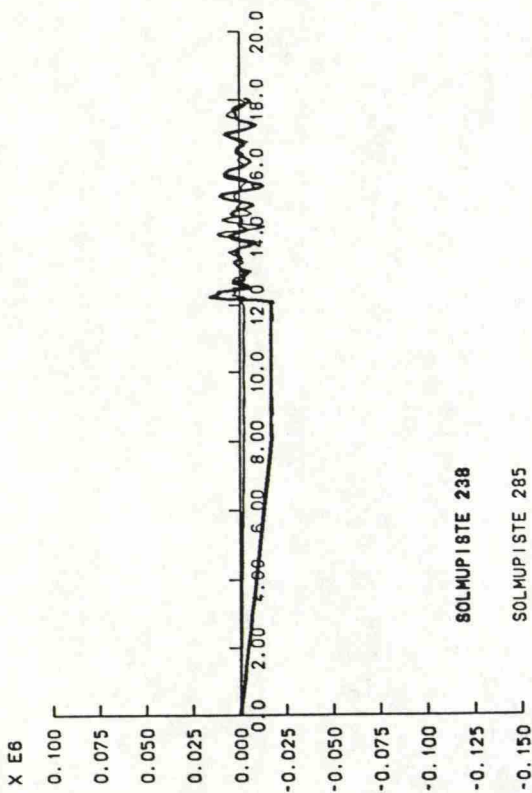
PYLONIN SOLMUPISTEIDEN TAIVUTUSMOMENTTI My [kNm] AJAN [s] FUNKTIONA



PYLONIN SOLMUPISTEIDEN NORMAALIVOIMA Sz [KN] AJAN [s] FUNKTIONA



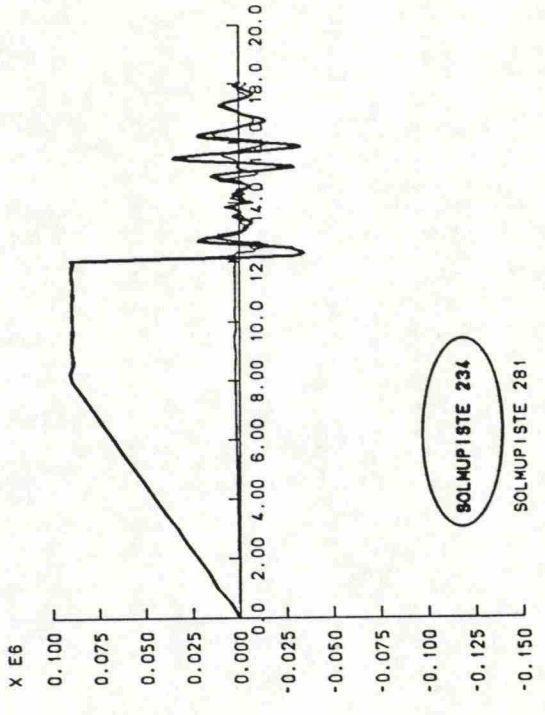
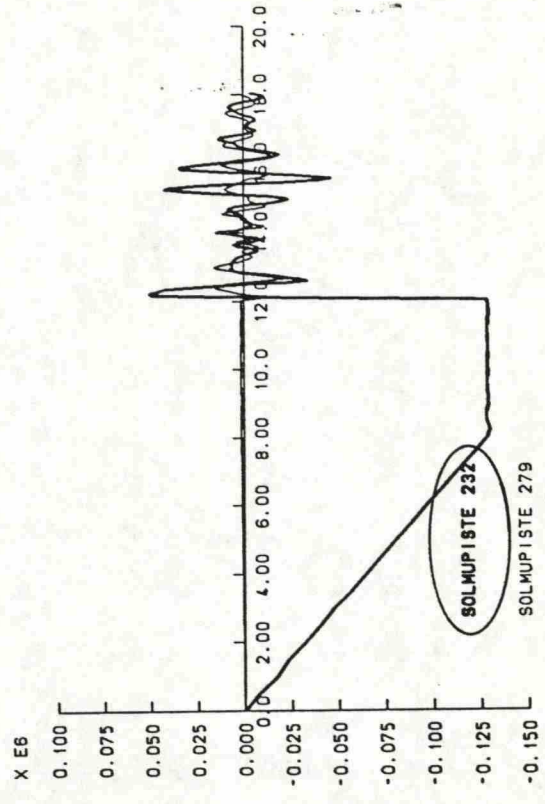
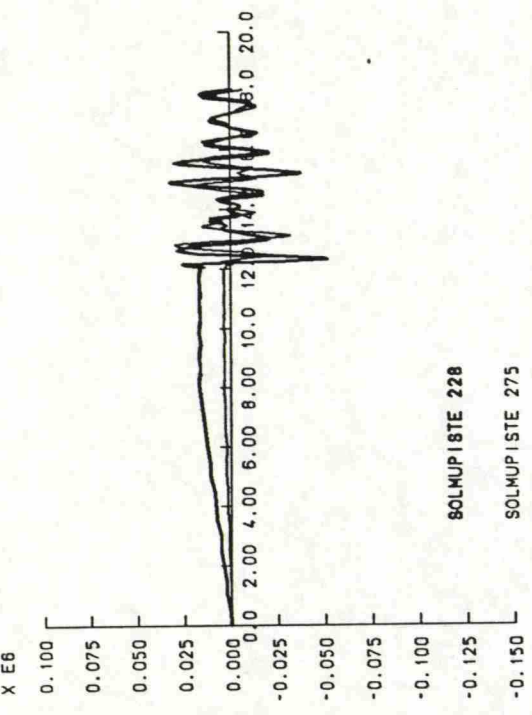
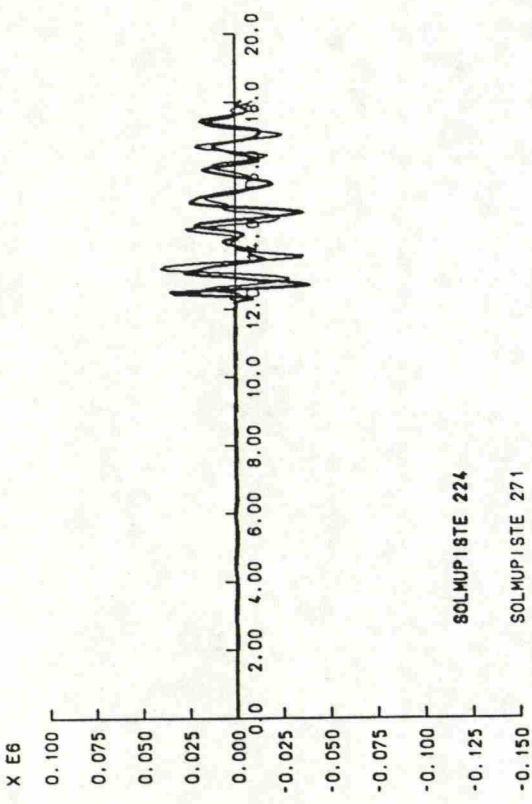
TERASPAKANNATTIMIEN SOLMUPISTEIDEN NORMAALI JANNITYS Sx [kPa] AJAN [s] FUNKTIONA
SOLMUPISTEIDEN VASEMMALTA PUOLELTA



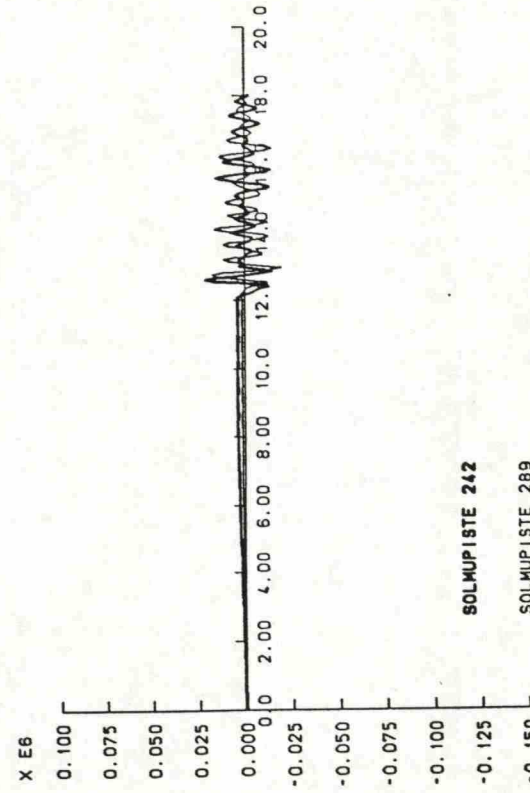
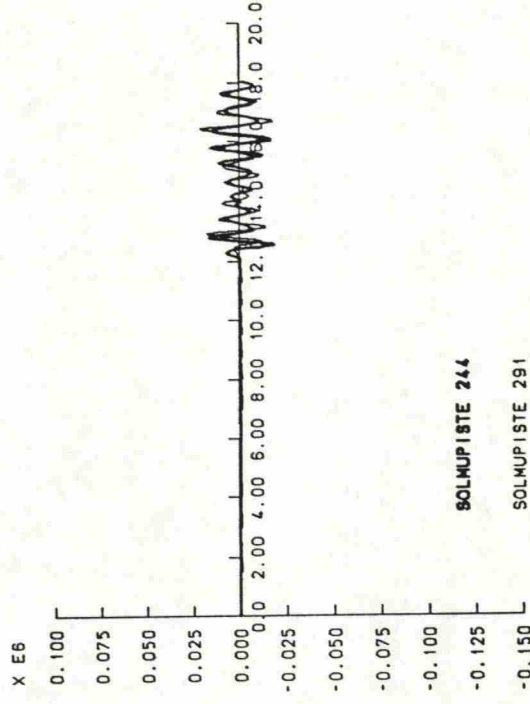
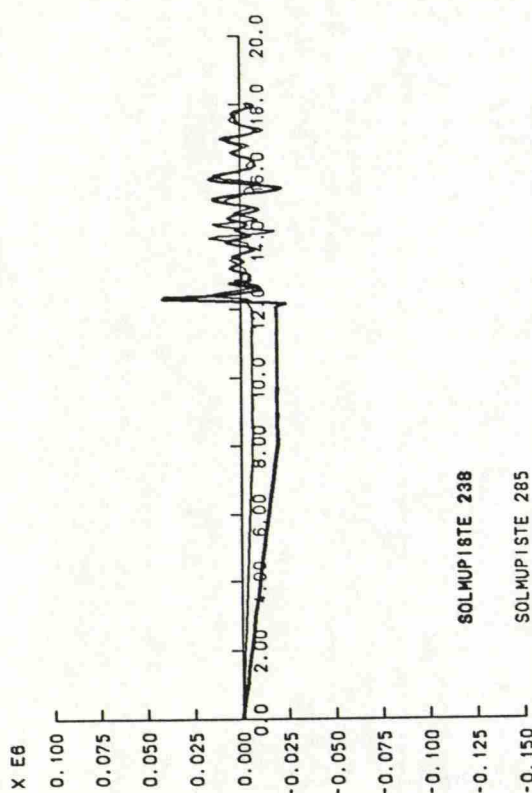
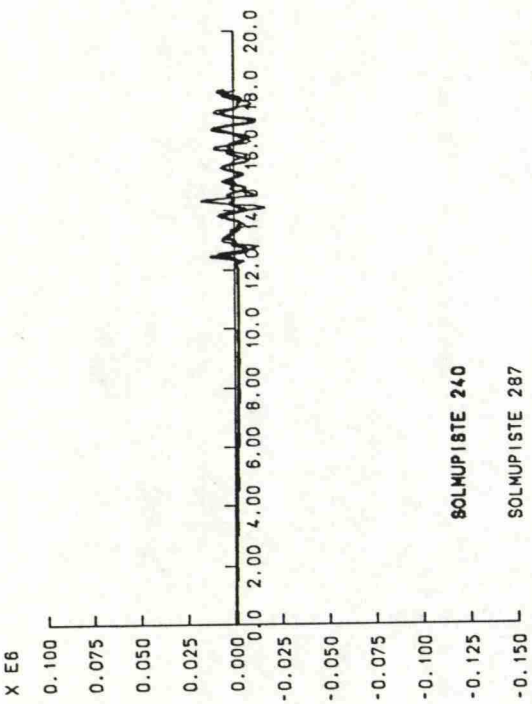
TERASPAKANNATTIMIEN SOLMUPISTEIDEN NORMAALI JANNITYS Sx [kPa] AJAN [s] FUNKTIONA

SOLMUPISTEIDEN VASEMMALTA PUOLELTA

LIITE 28/47

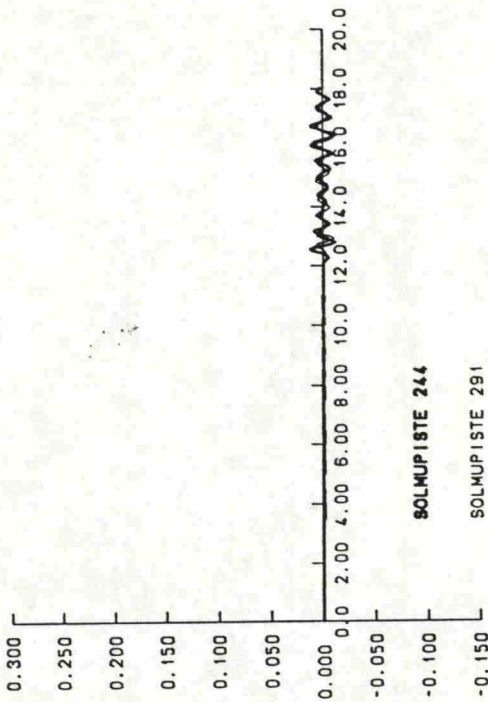
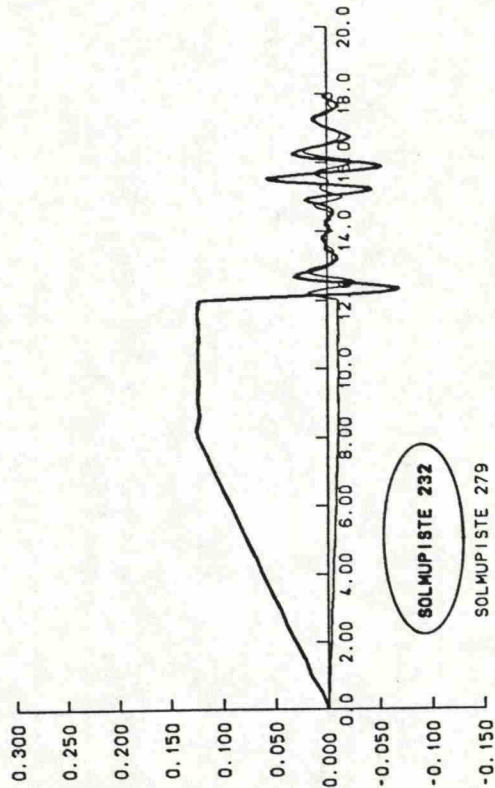
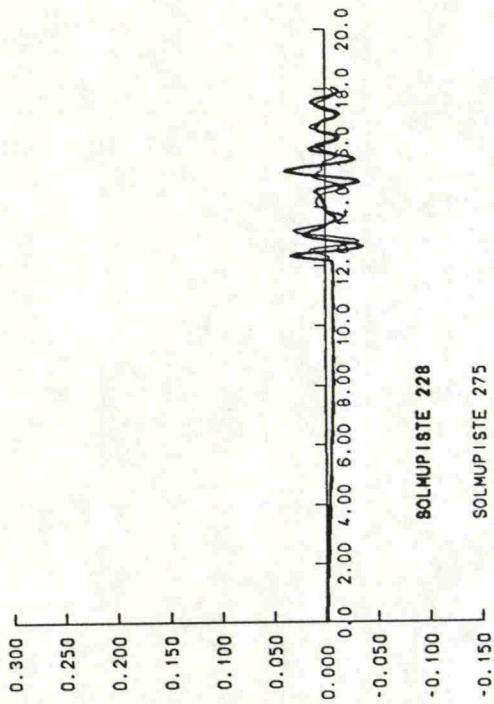
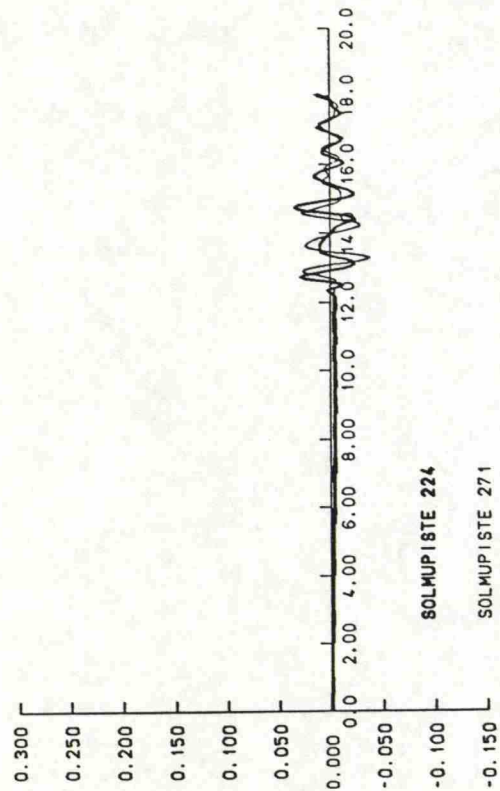


TERASPAKANNATTIMIEN SOLMUPISTEIDEN NORMAALI JANNITYS Sx [kPa] AJAN [s] FUNKTIONA
SOLMUPISTEIDEN OIKEALTA PUOLELTA



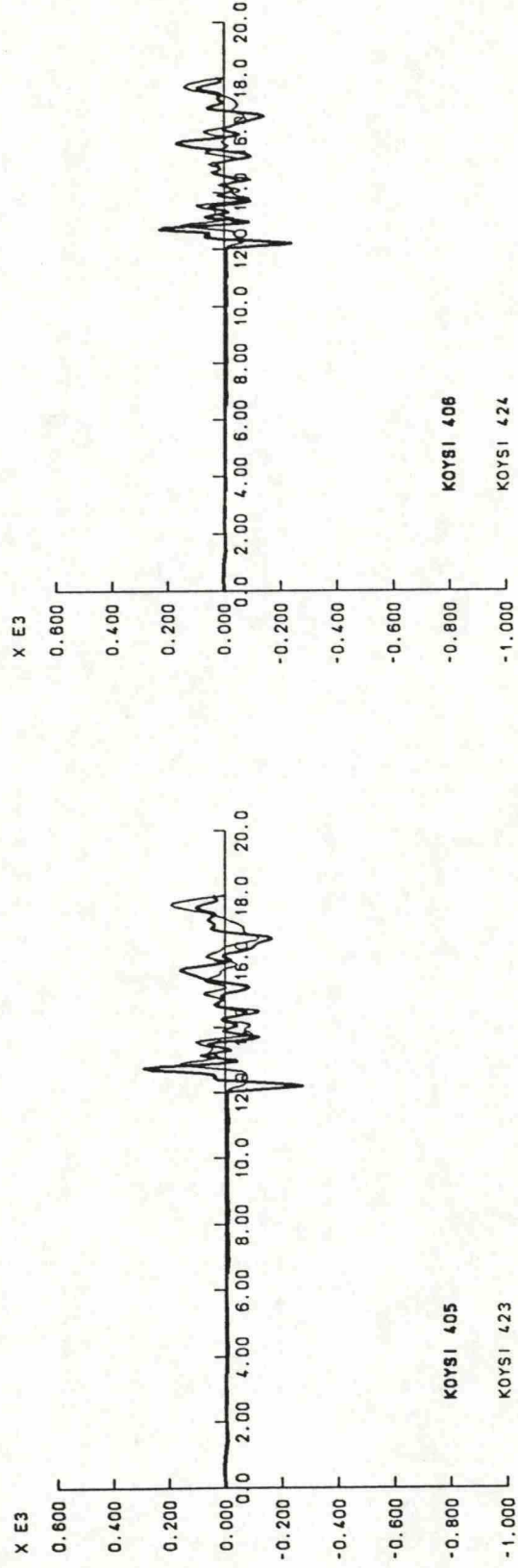
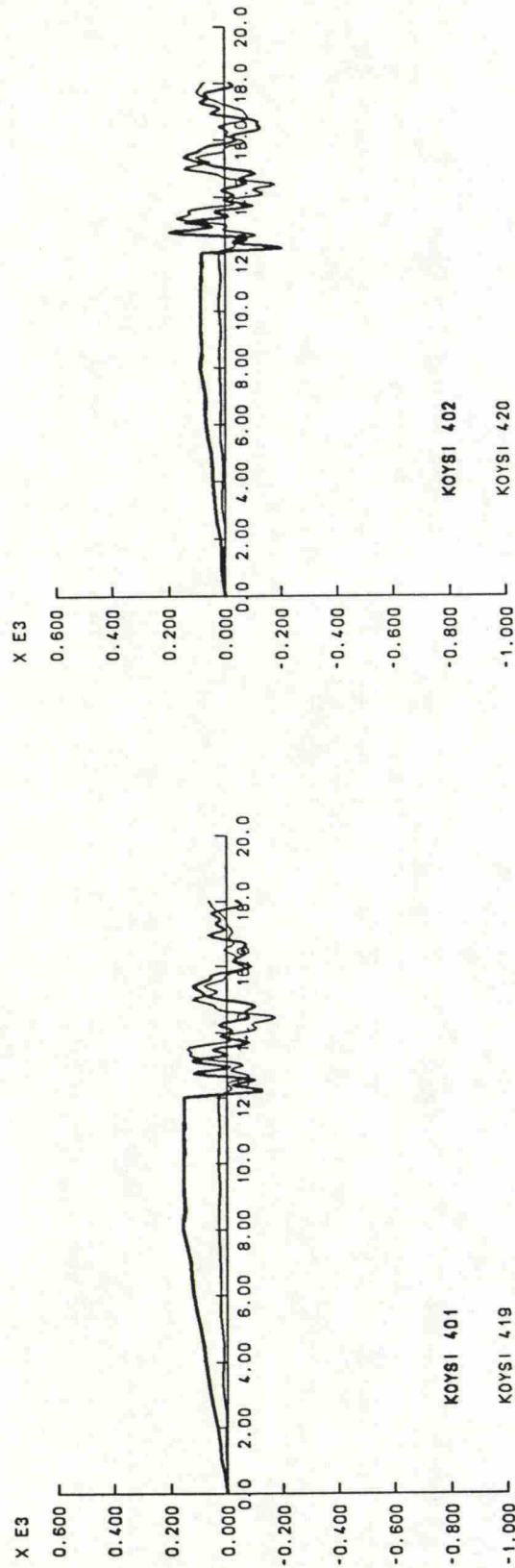
TERASPAKANNATTIMIEN SOLMUPISTEIDEN NORMAALI JANNITYS Sx [kPa] AJAN [s] FUNKTIONA

SOLMUPISTEIDEN OIKEALTA PUOLELTA

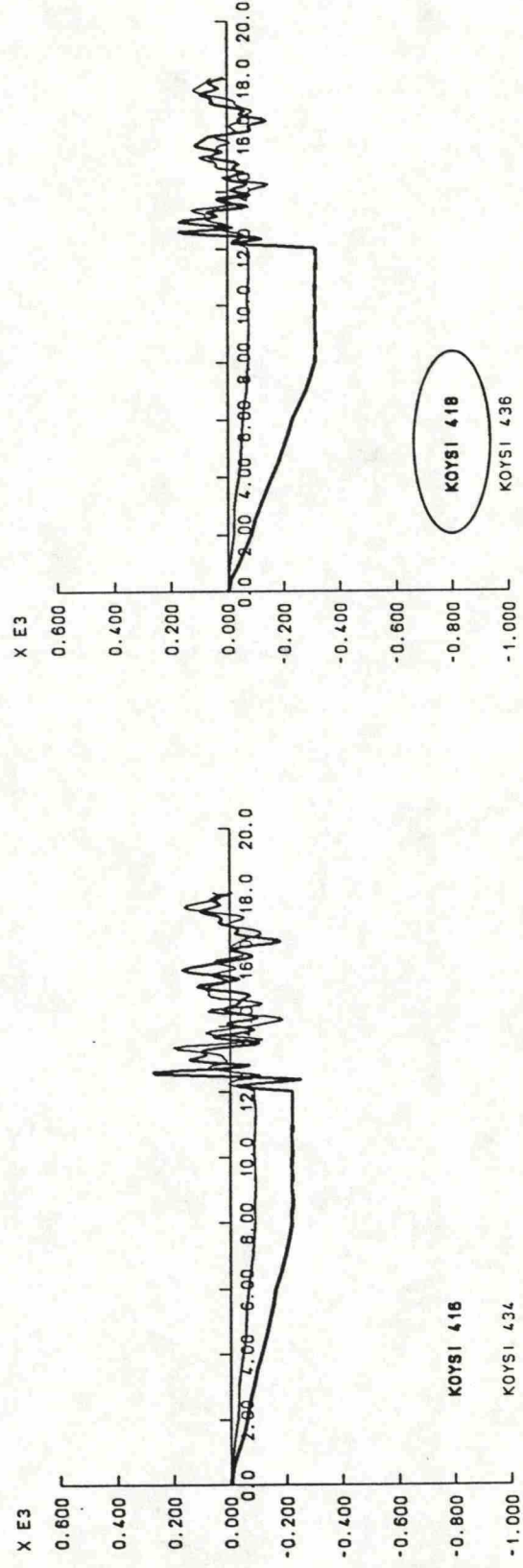
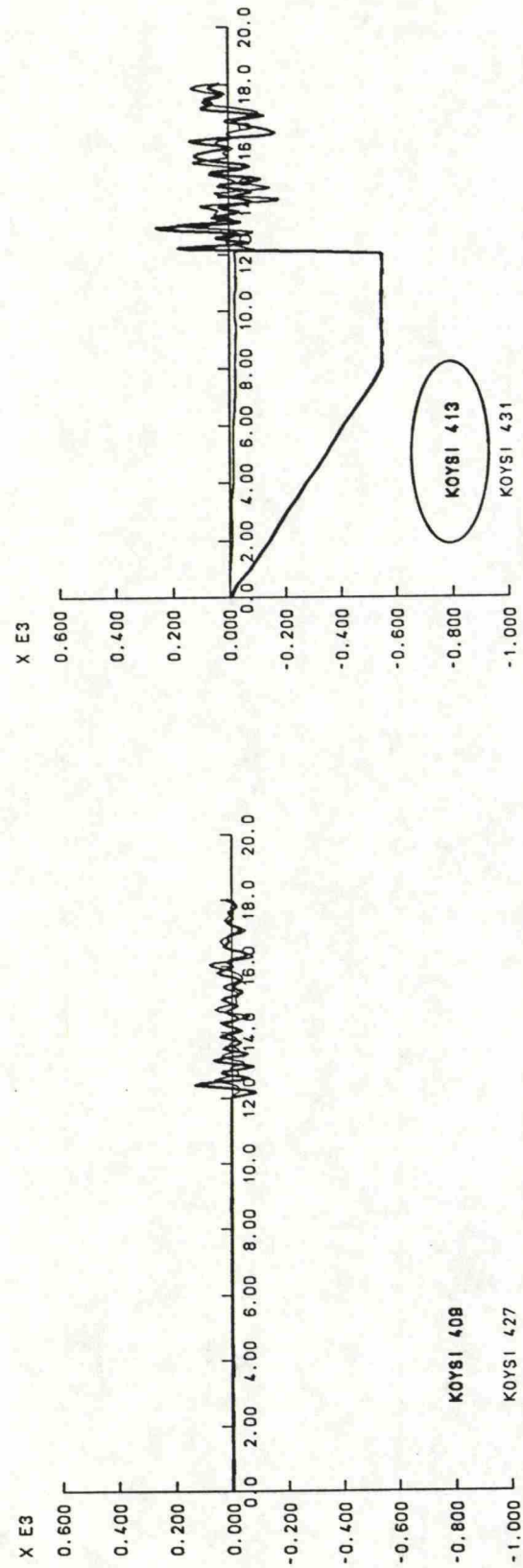


TERASPAKANNATTIMIEN SOLMUPISTEIDEN SIIRTYMA dz [m] AJAN [s] FUNKTIONA

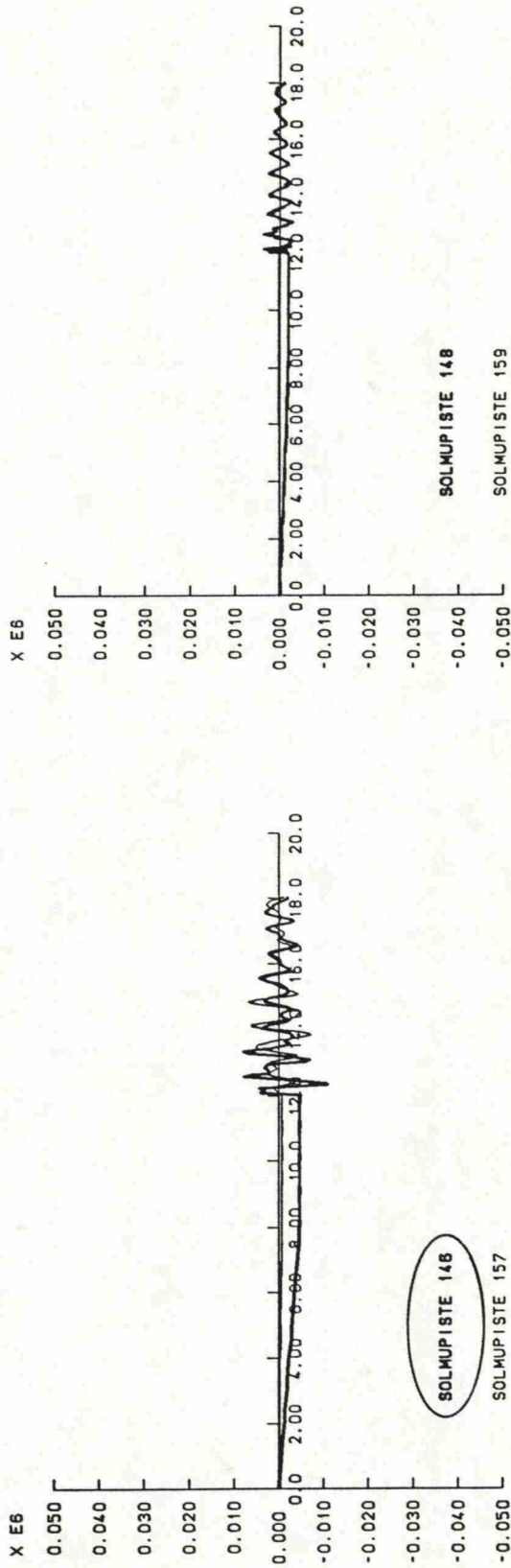
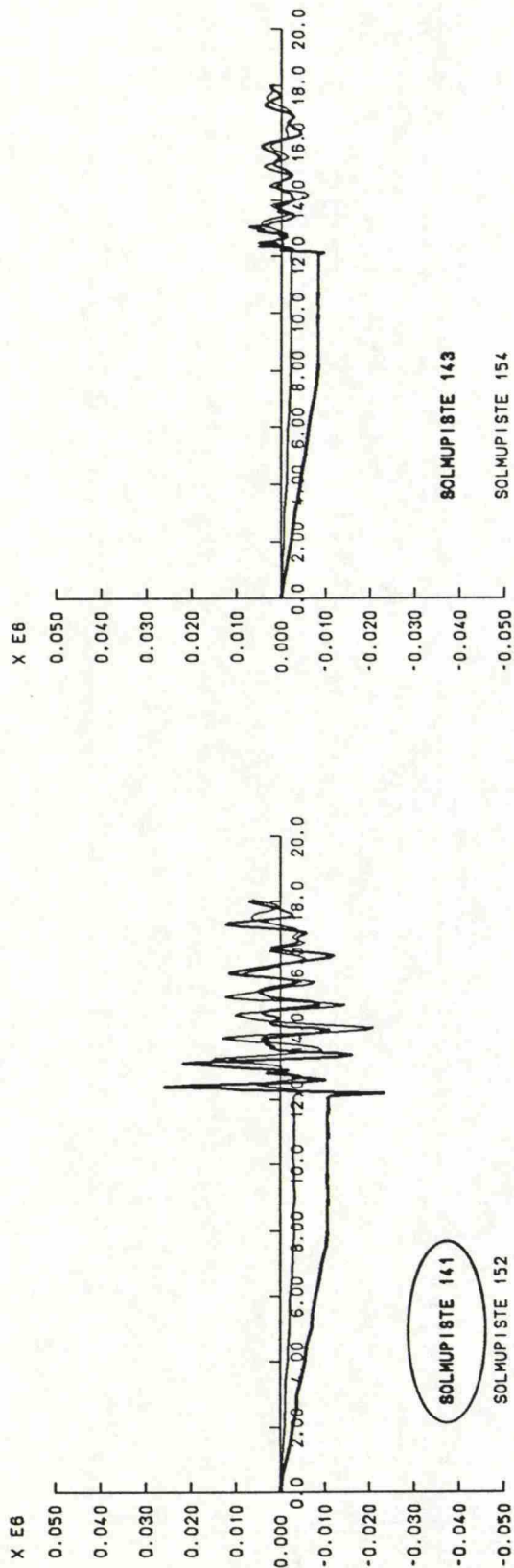
LIITE 31/49



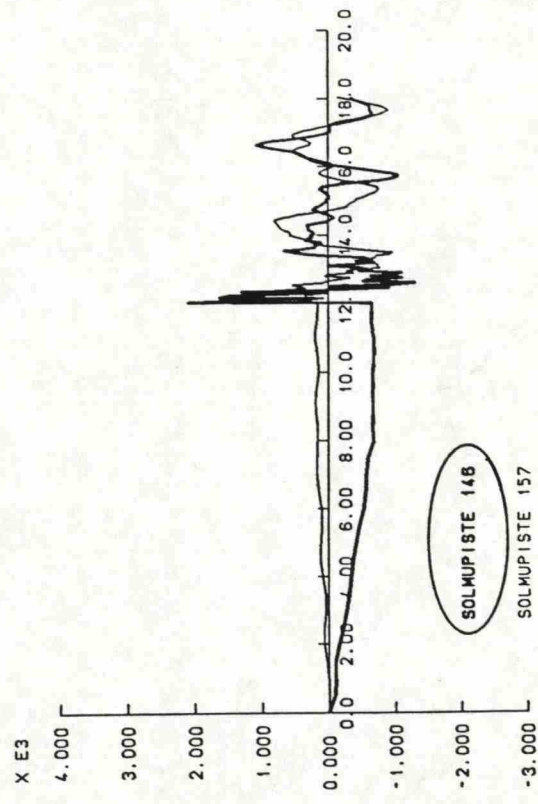
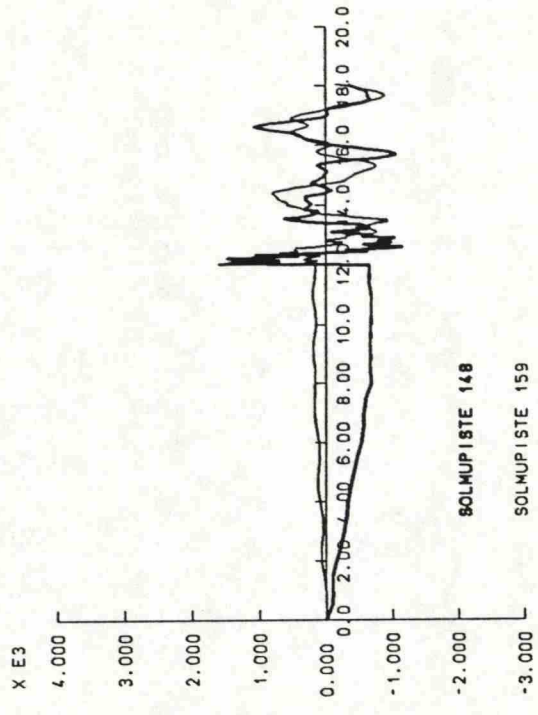
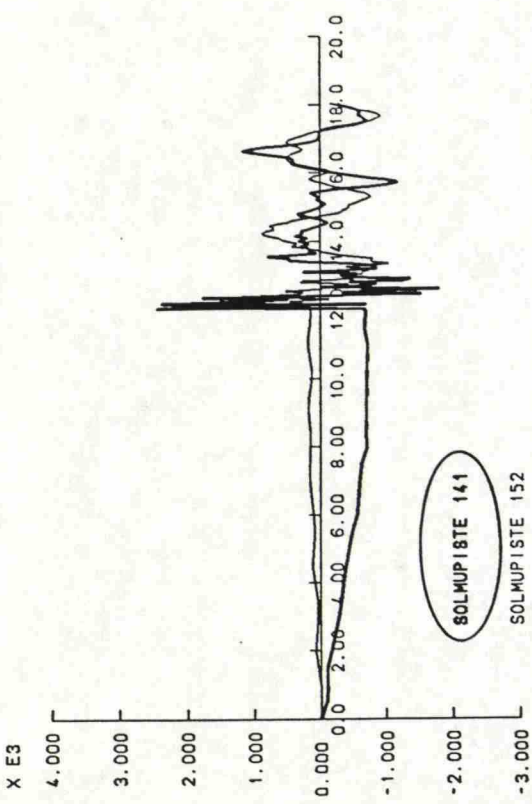
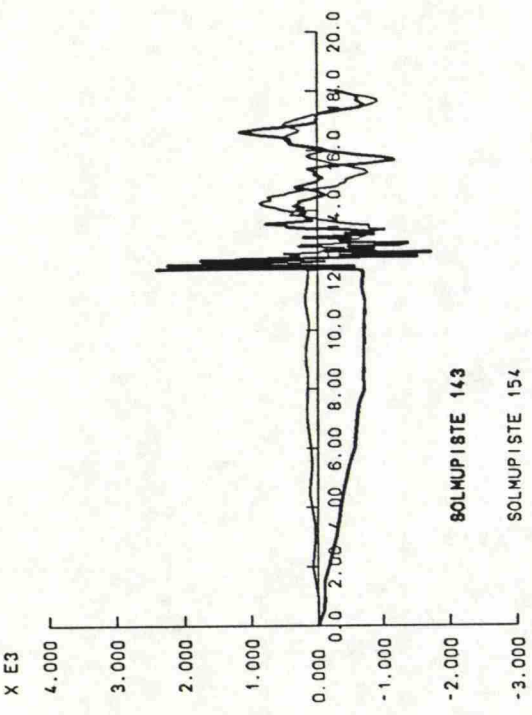
KOYSIEN NORMAALIVOIMA S [kN] AJAN [s] FUNKTIONA



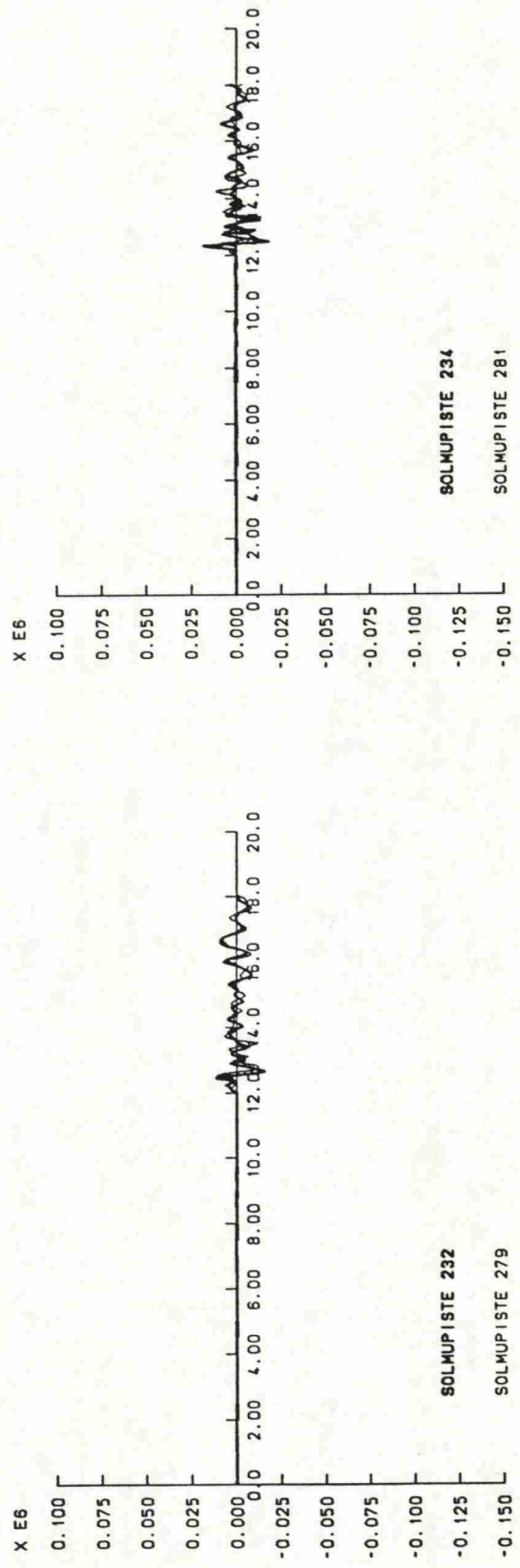
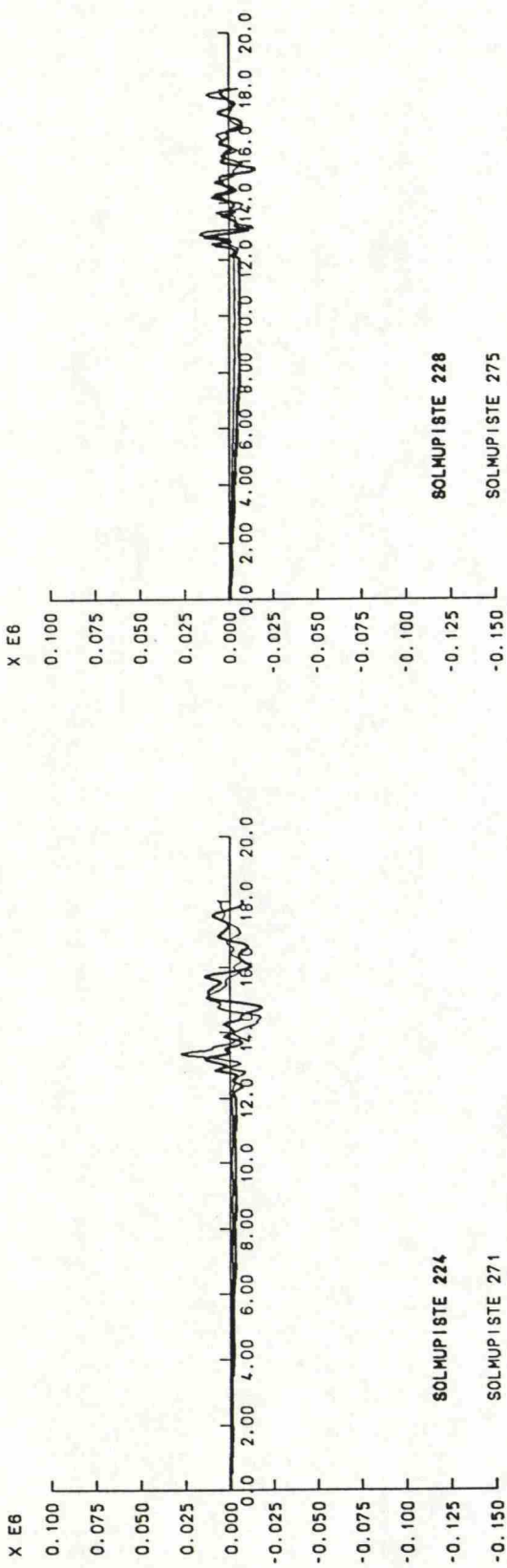
KOYSIEN NORMAALIVOIMA S [kN] AJAN [s] FUNKTIONA



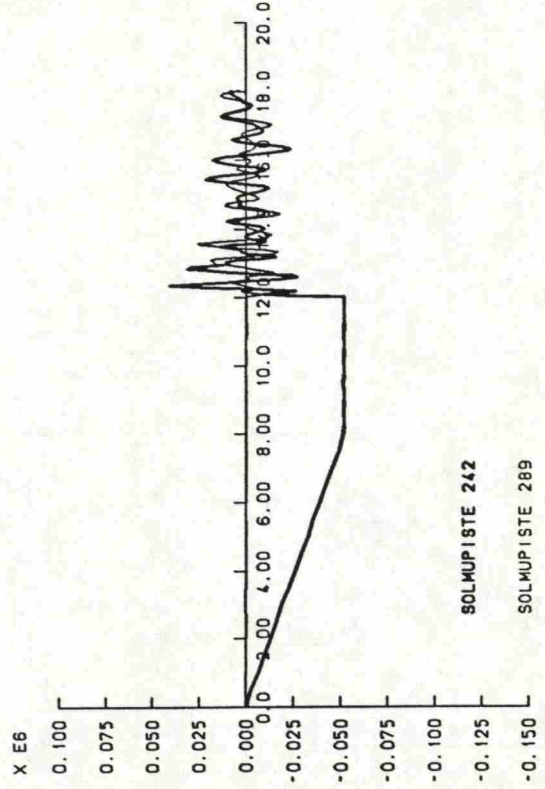
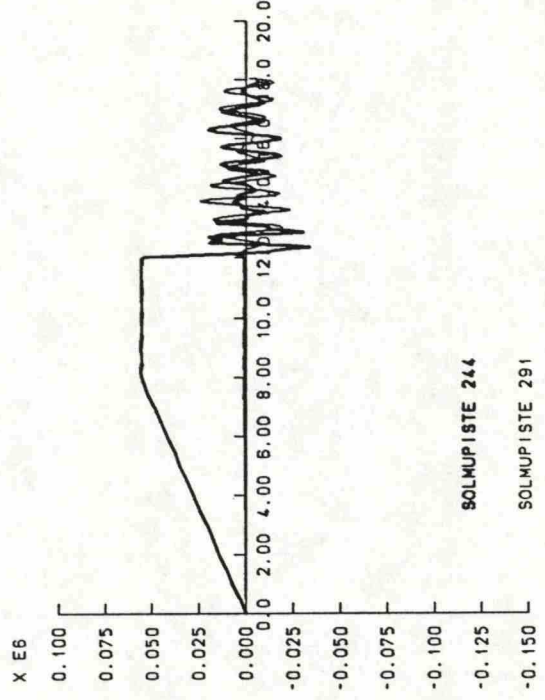
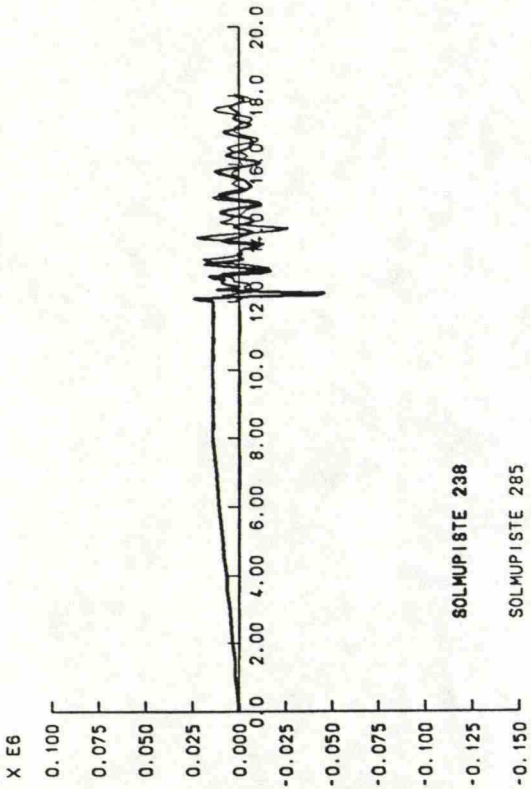
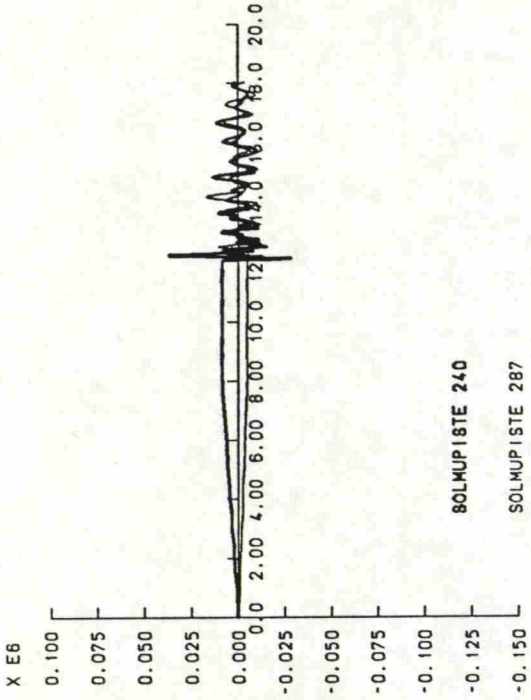
PYLONIN SOLMUPISTEIDEN TAIVUTUSMOMENTTI M_y [kNm] AJAN [s] FUNKTIONA



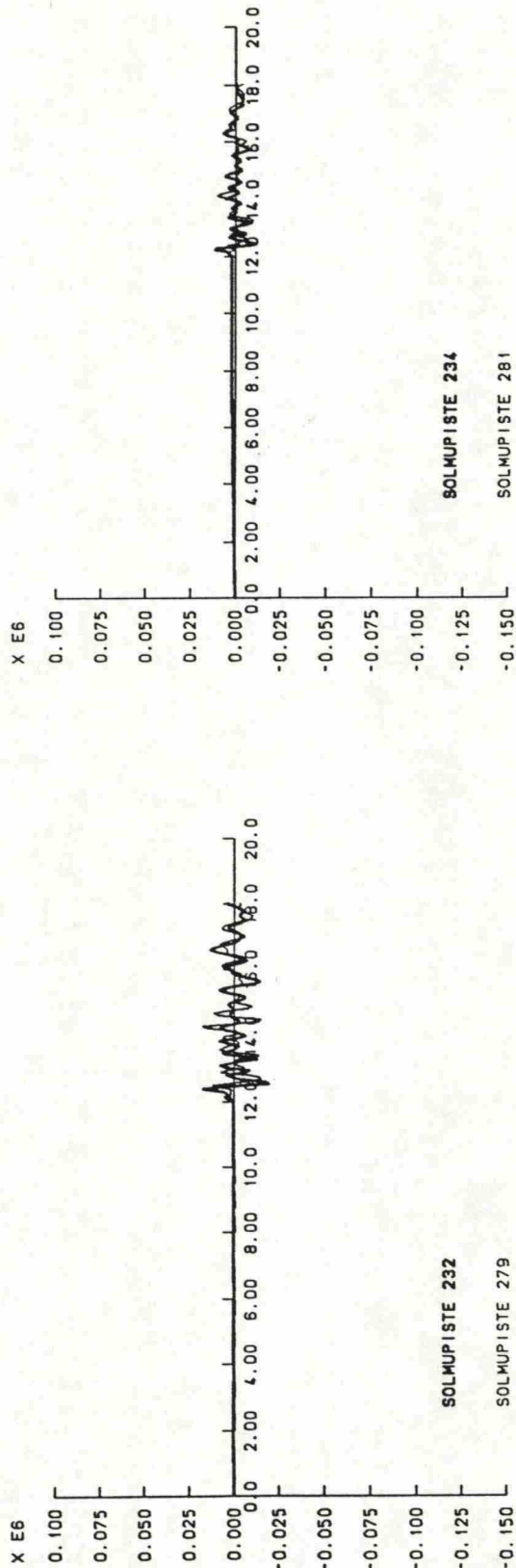
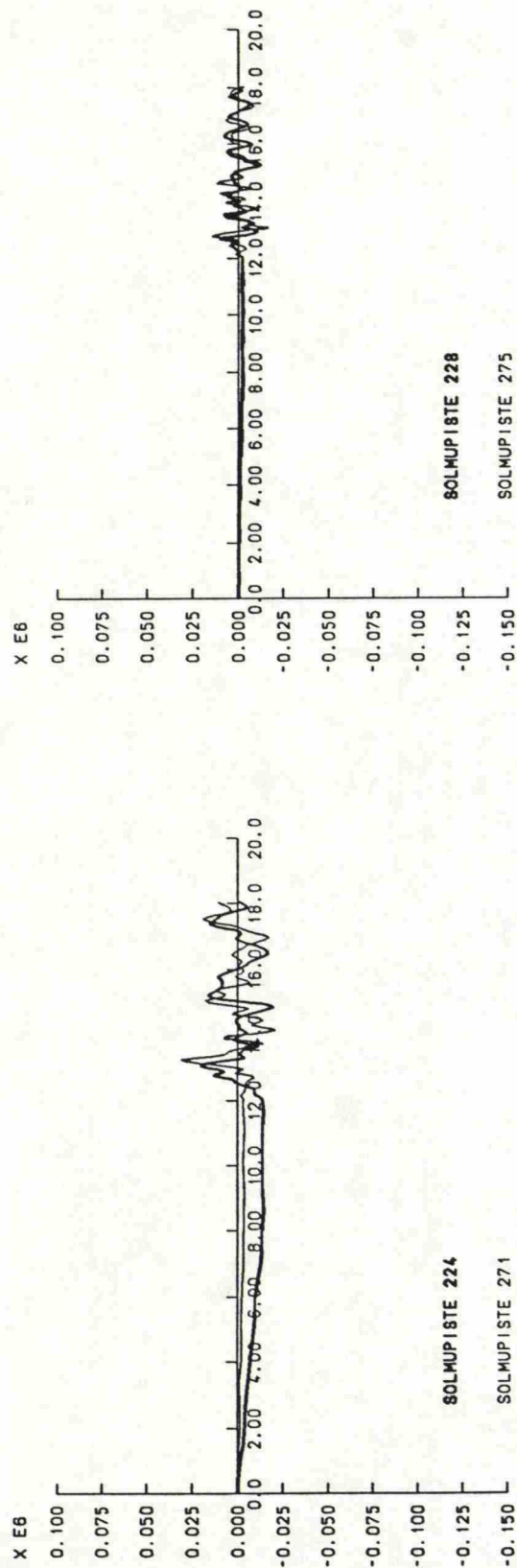
PYLONIN SOLMUPISTEIDEN NORMAALIVOIMA S_z [kN] AJAN [s] FUNKTIONA



TERASPAKANNATTIMIEN SOLMUPISTEIDEN NORMAALIJANNITYS S_x [kPa] AJAN [s] FUNKTIONA
SOLMUPISTEIDEN VASEMMALTA PUOLELTA

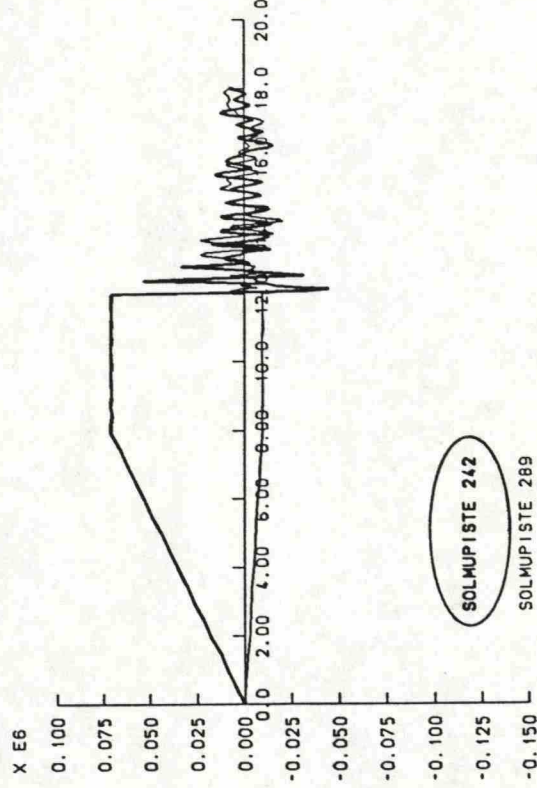
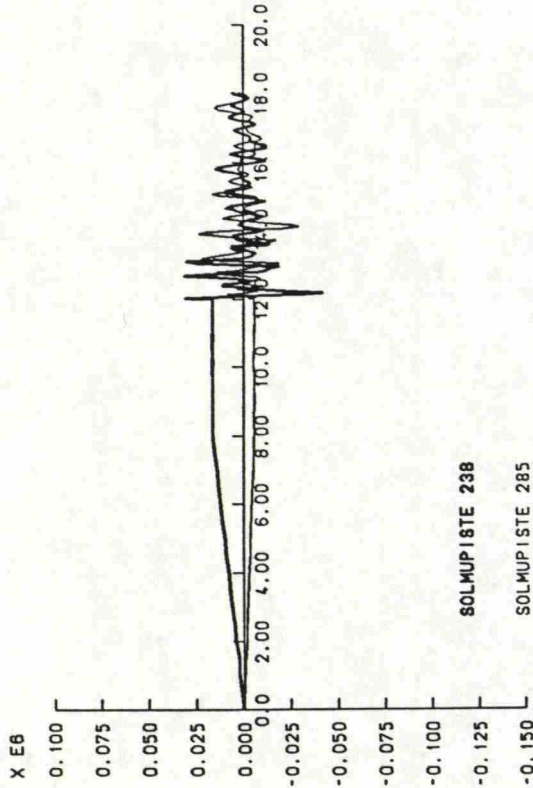
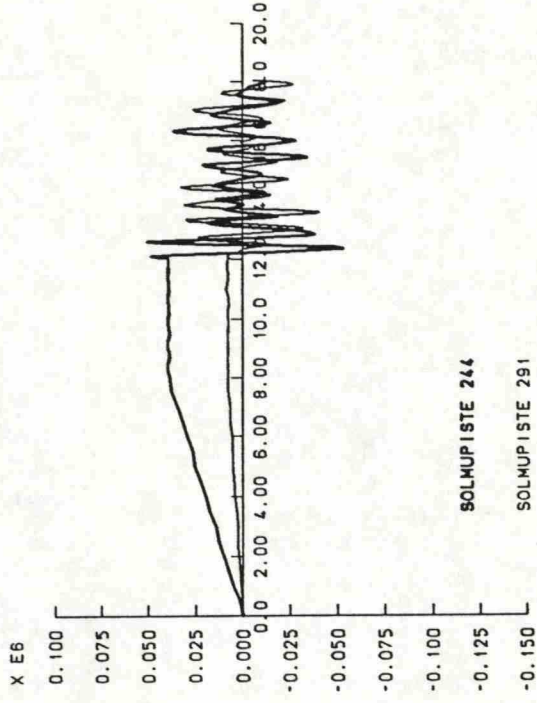
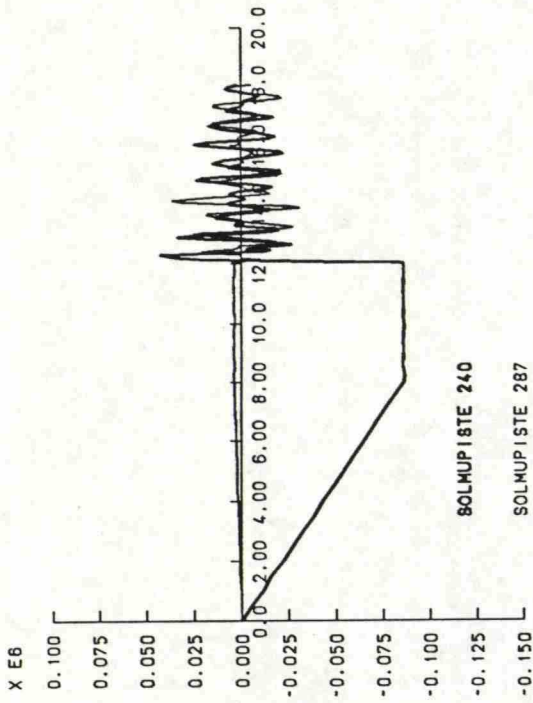


TERASPAKANNATTIMIEN SOLMUPISTEIDEN NORMAALI JANNITYS S_x [kPa] AJAN [s] FUNKTIONA
 SOLMUPISTEIDEN VASEMMALTA PUOLELTA

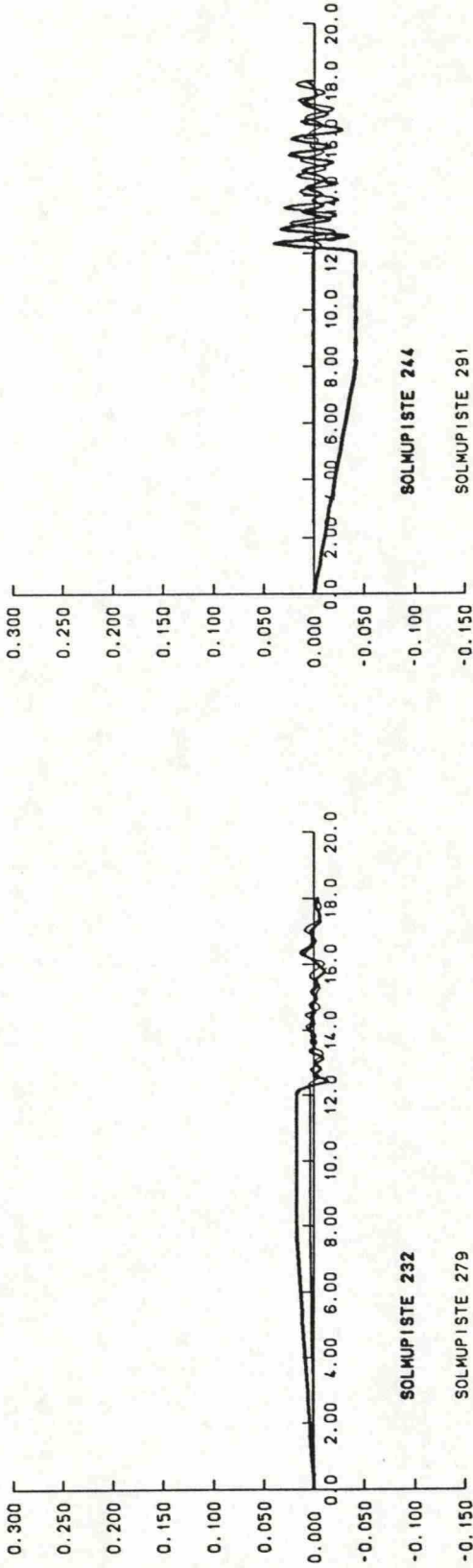
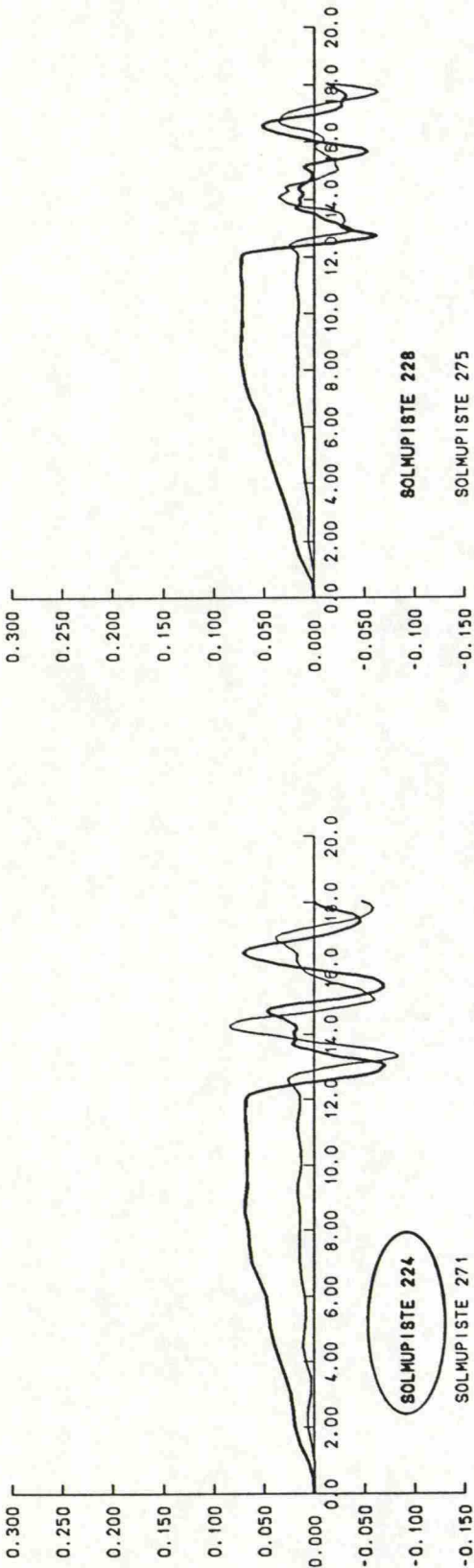


TERASPAKANNATTIMIEN SOLMUPISTEIDEN NORMAALI JANNITYS S_x [kPa] AJAN [s] FUNKTIONA

SOLMUPISTEIDEN OIKEALTA PUOLELTA

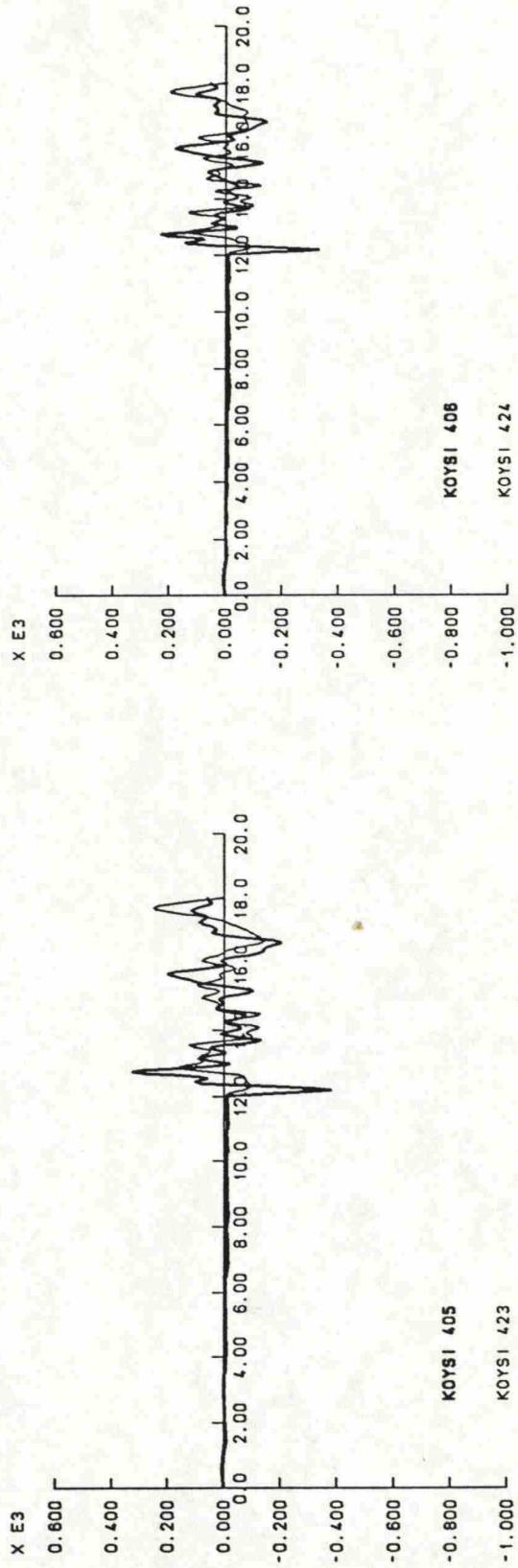
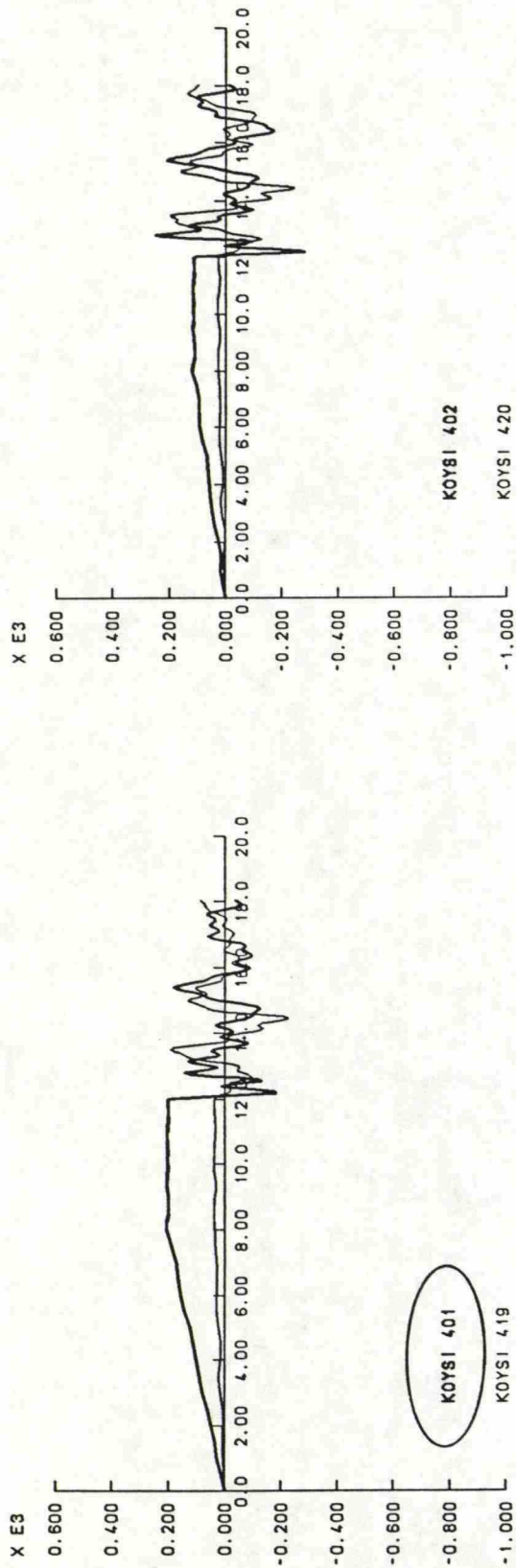


TERASPAKANNATTIMIEN SOLMUPISTEIDEN NORMAALI JANNITYS Sx [kPa] AJAN [s] FUNKTIONA
SOLMUPISTEIDEN OIKEALTA PUOLELTA

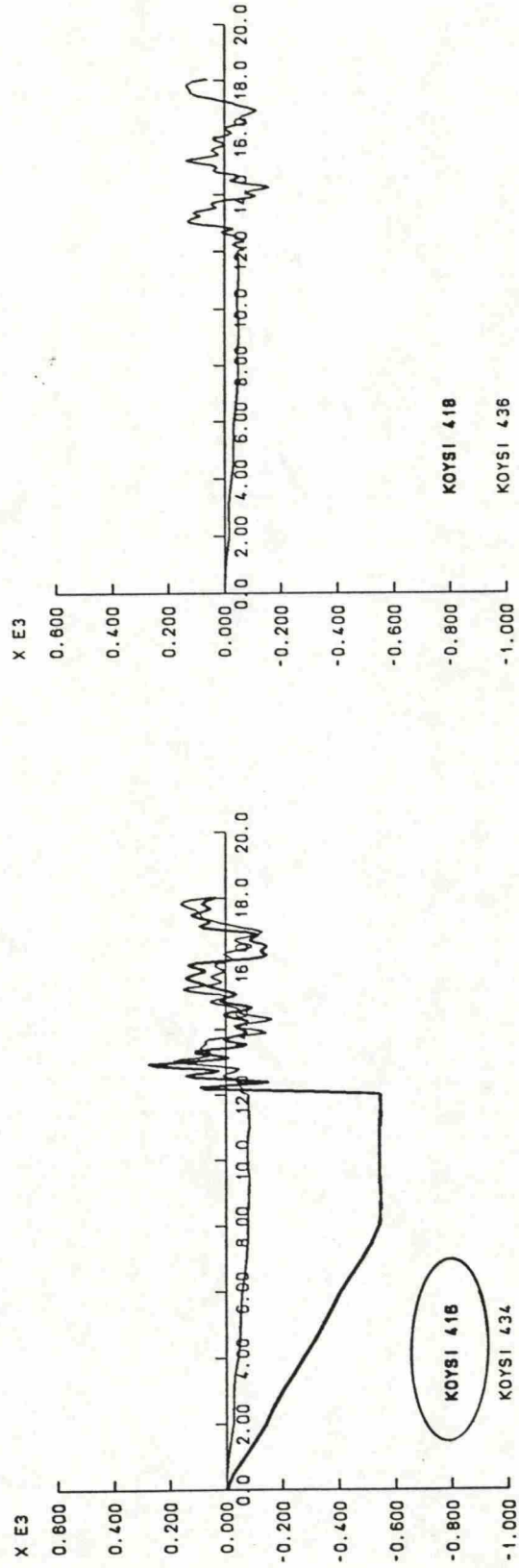
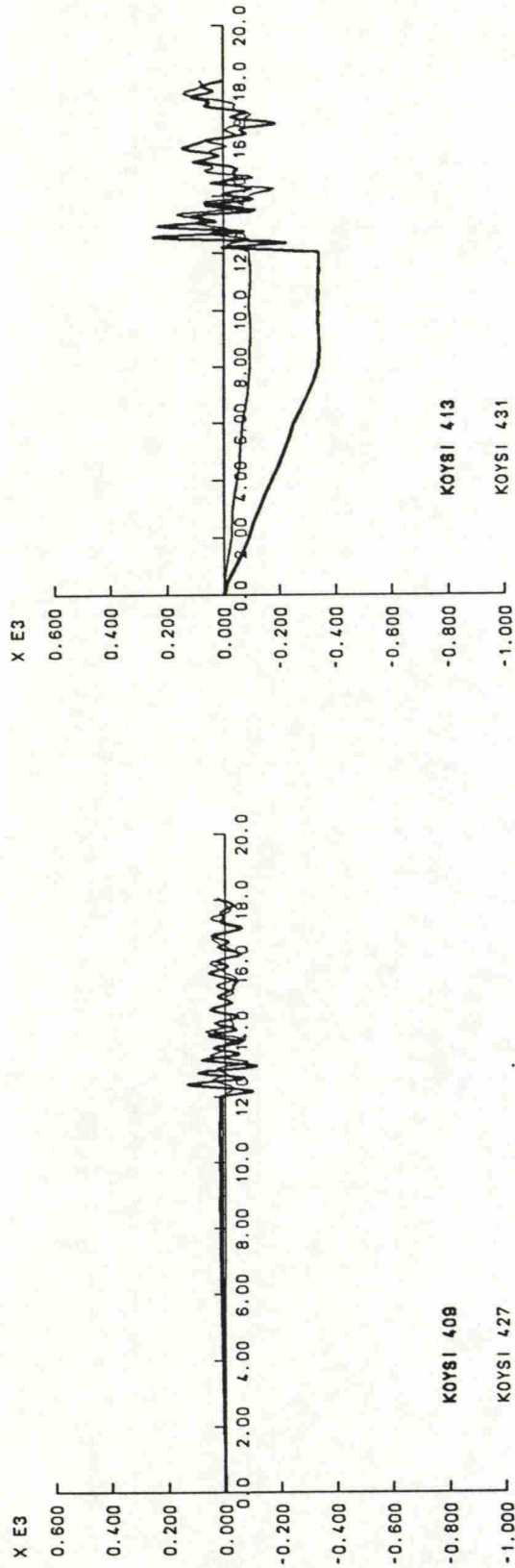


TERASPAKANNATTIMIEN SOLMUPISTEIDEN SIIRTYMA dz [m] AJAN [s] FUNKTIONA

LIITE 41/49

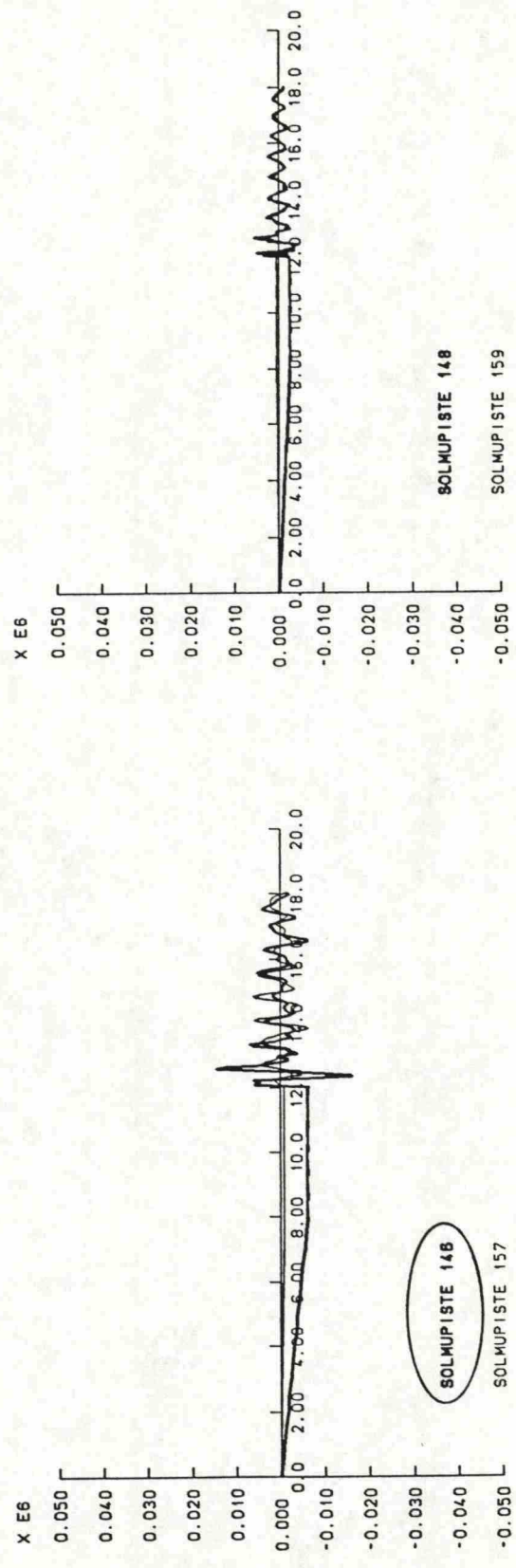
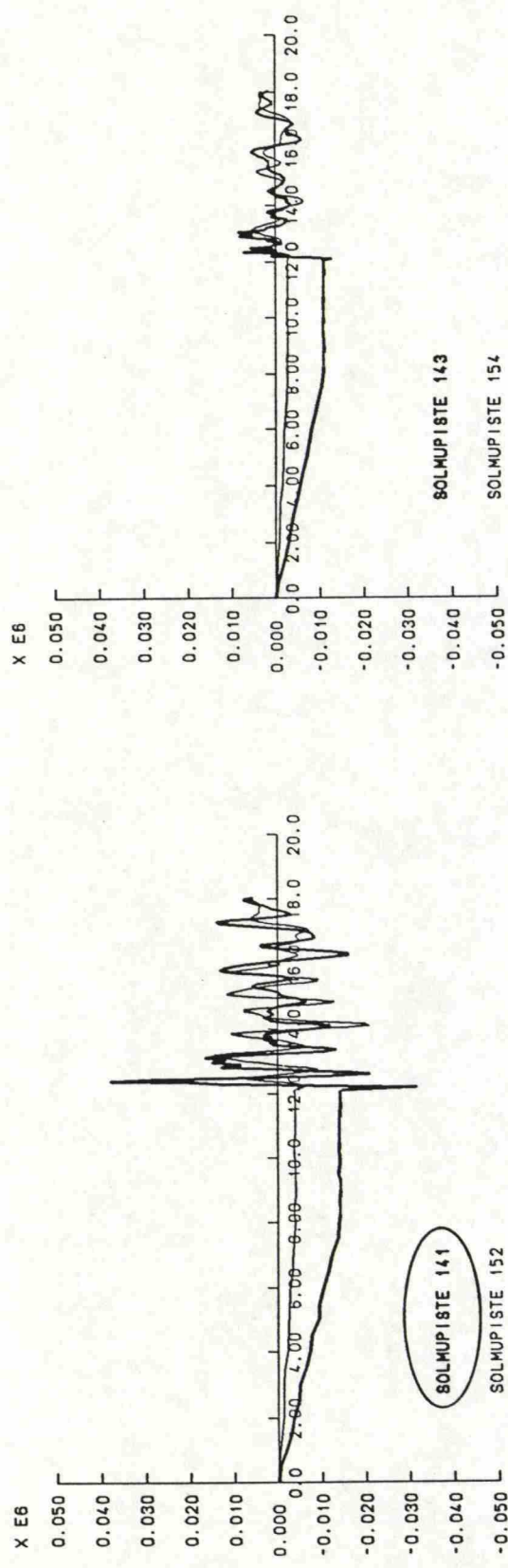


KOYSIEN NORMAALIVOIMA S [kN] AJAN [s] FUNKTIONA

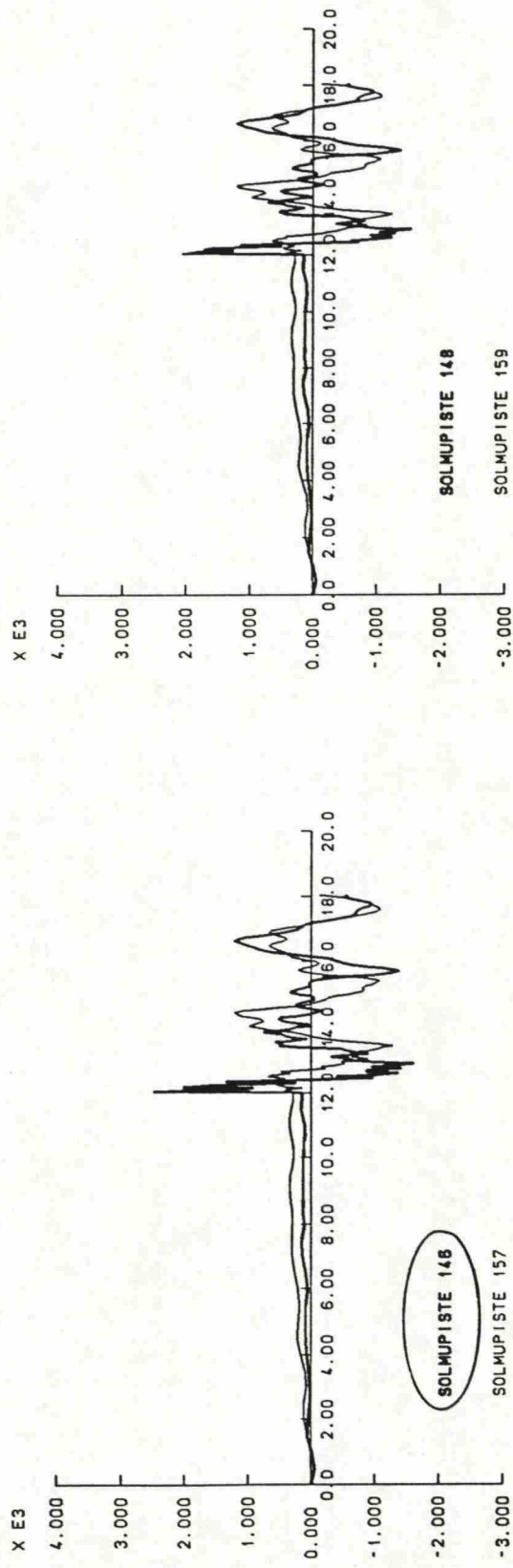
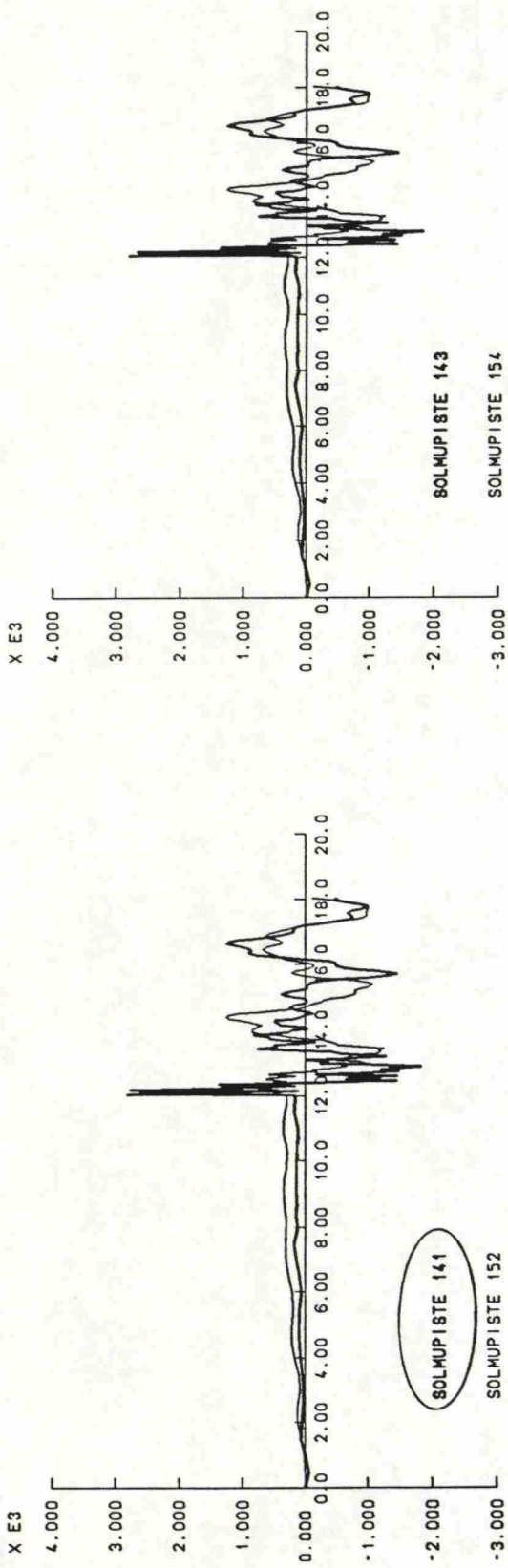


KOYSIEN NORMAALIVOIMA S [kN] AJAN [s] FUNKTIONA

LIIITE 43/49

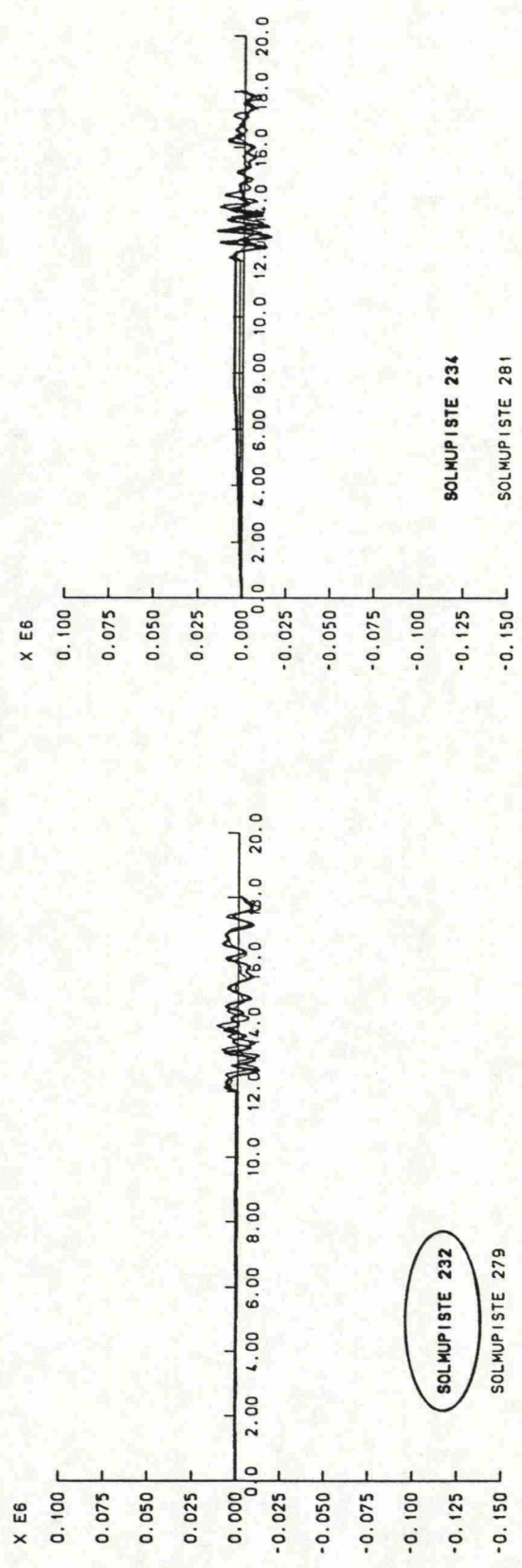
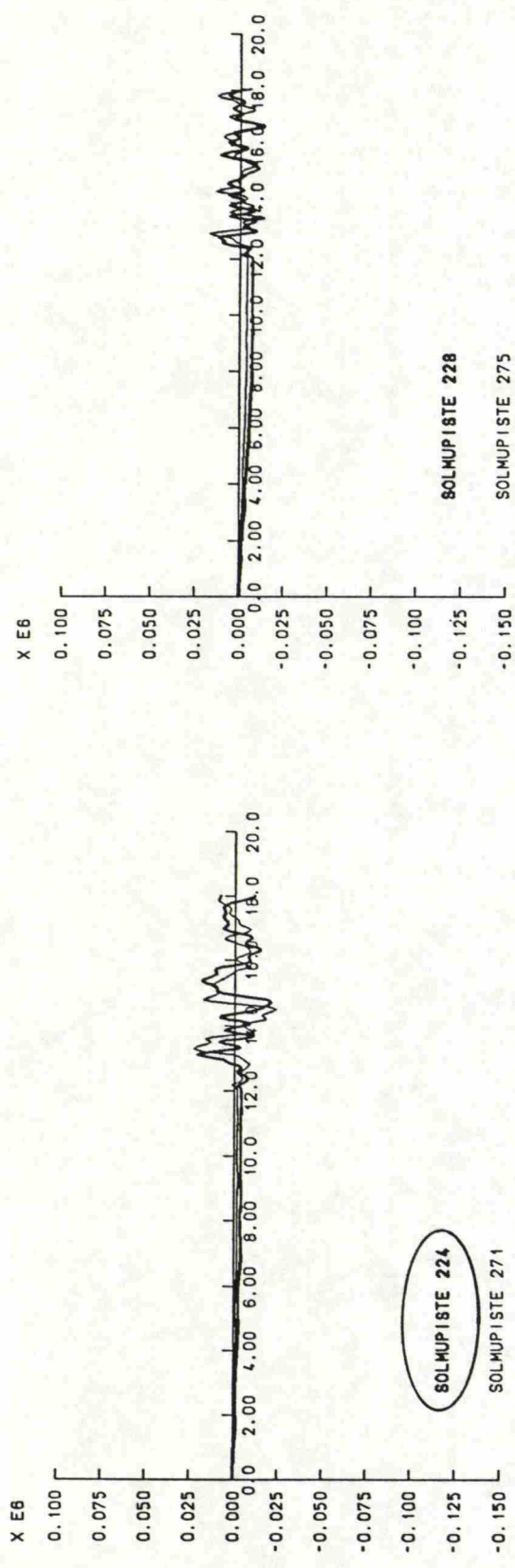


PYLONIN SOLMUPISTEIDEN TAIVUTUSMOMENTTI My [kNm] AJAN [s] FUNKTIONA

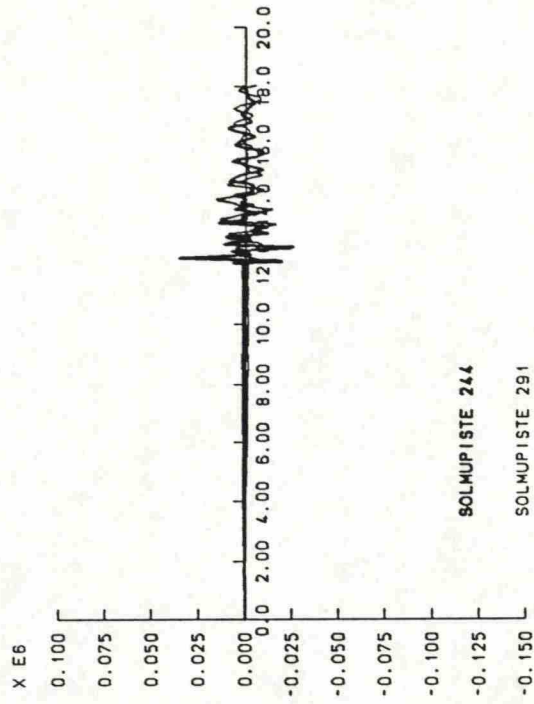
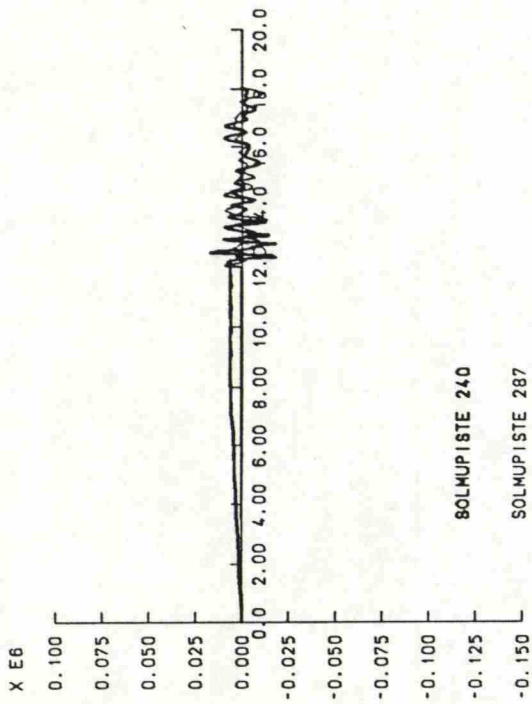
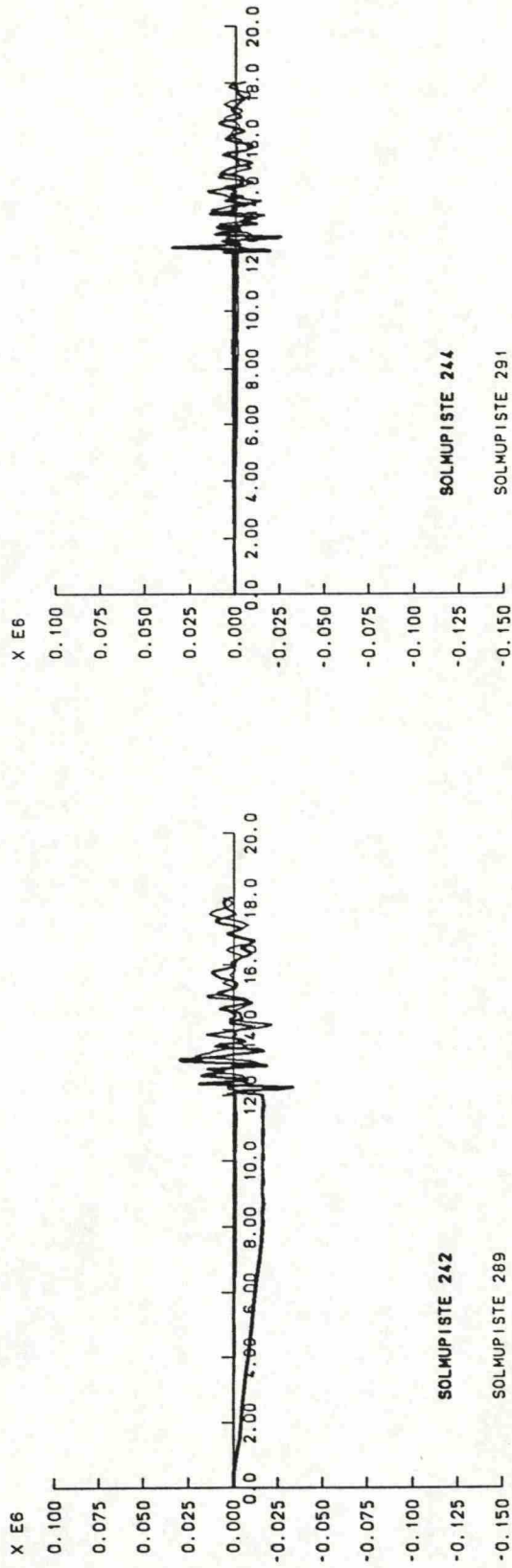
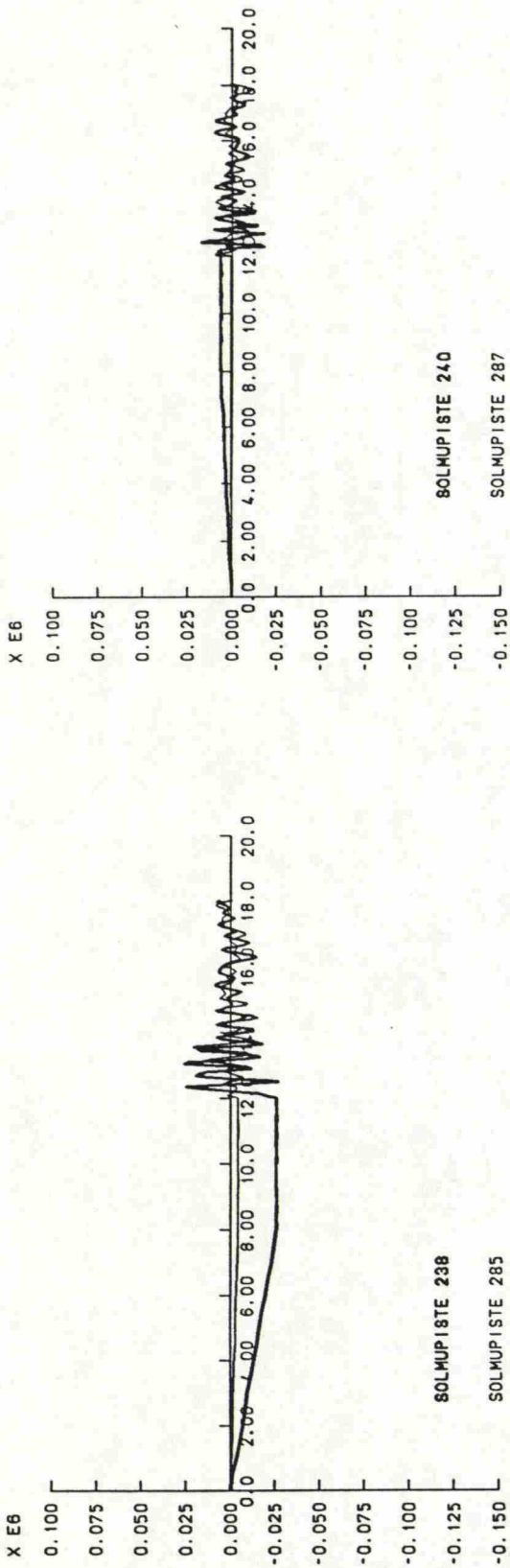


PYLONIN SOLMUPISTEIDEN NORMAALIVOIMA Sz [KN] AJAN [s] FUNKTIONA

LIITE 44/49

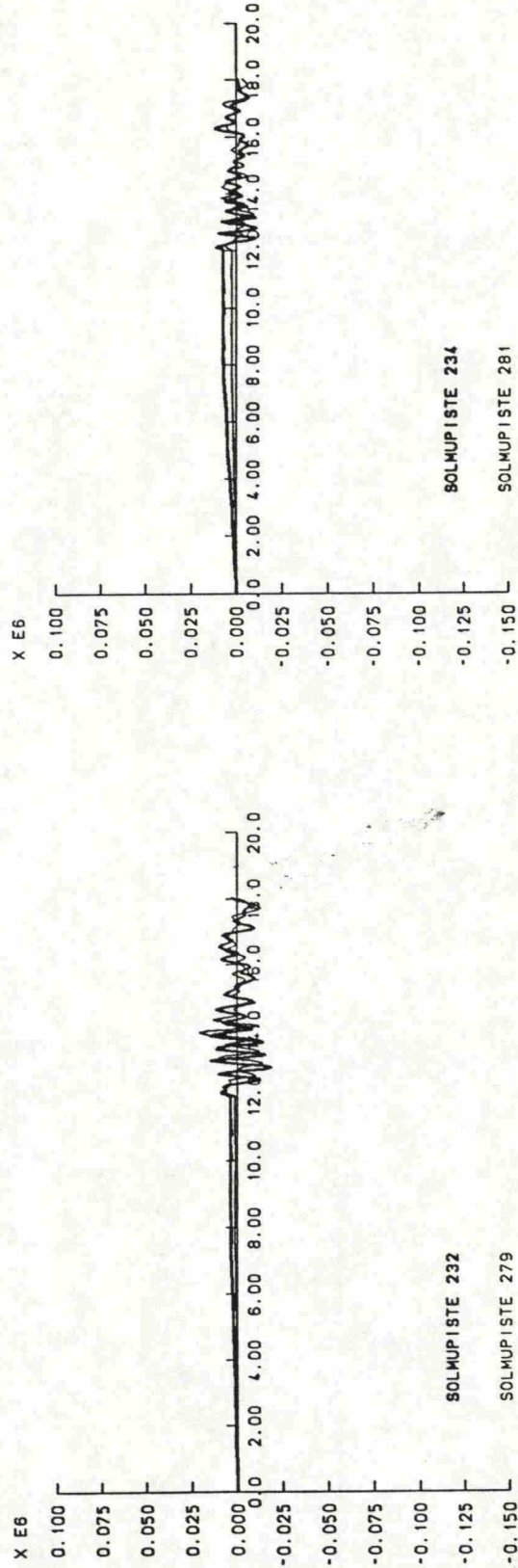
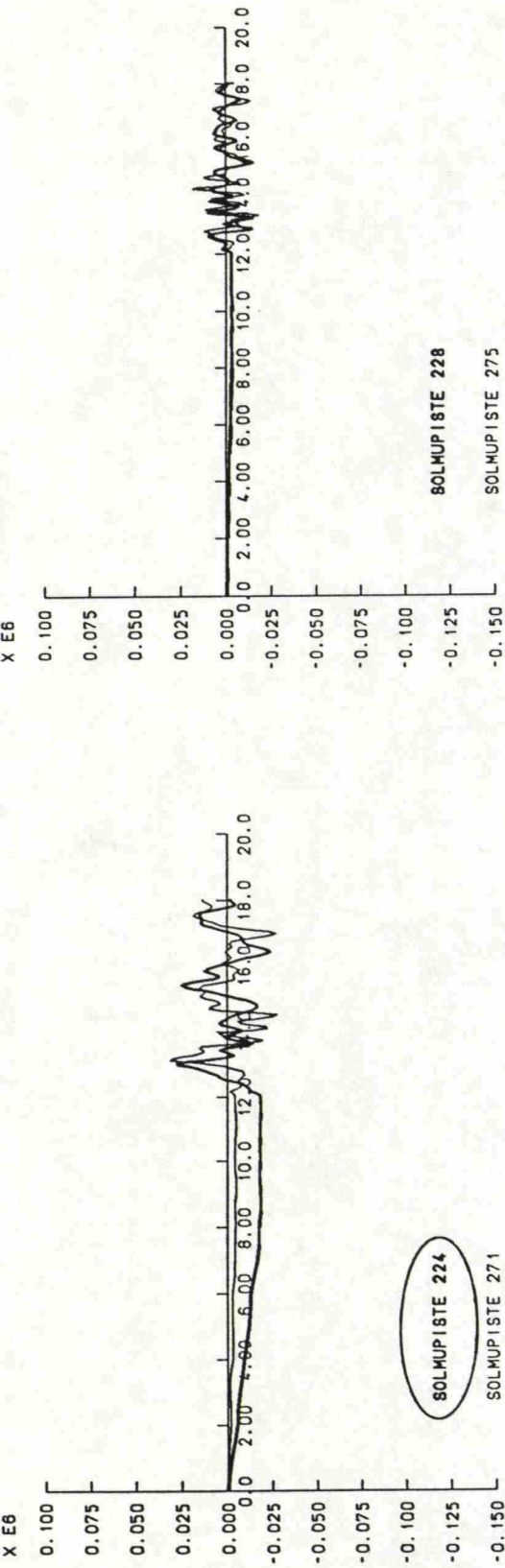


TERASPAKANNATTIMIEN SOLMUPISTEIDEN NORMAALI JANNITYS S_x [kPa] AJAN [s] FUNKTIONA
SOLMUPISTEIDEN VASEMMALTA PUOLELTA



TERASPAKANNATTIMIEN SOLMUPISTEIDEN NORMAALI JANNITYS S_x [kPa] AJAN [s] FUNKTIONA

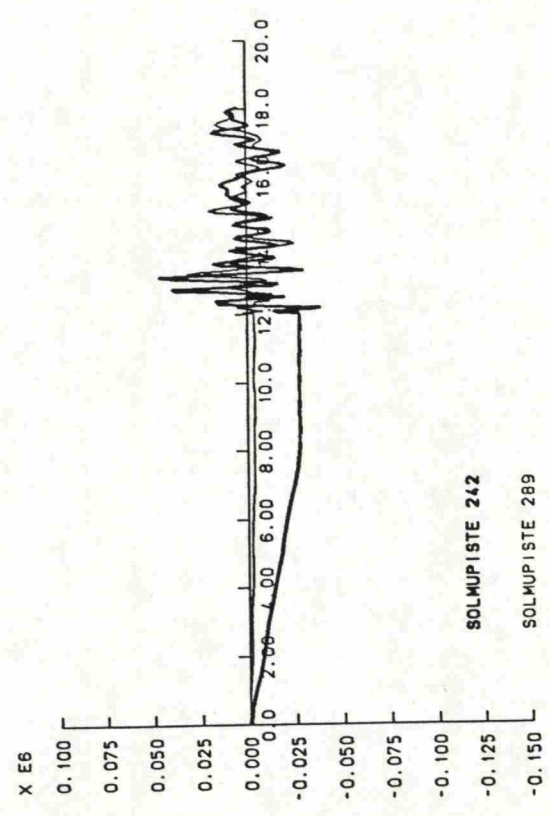
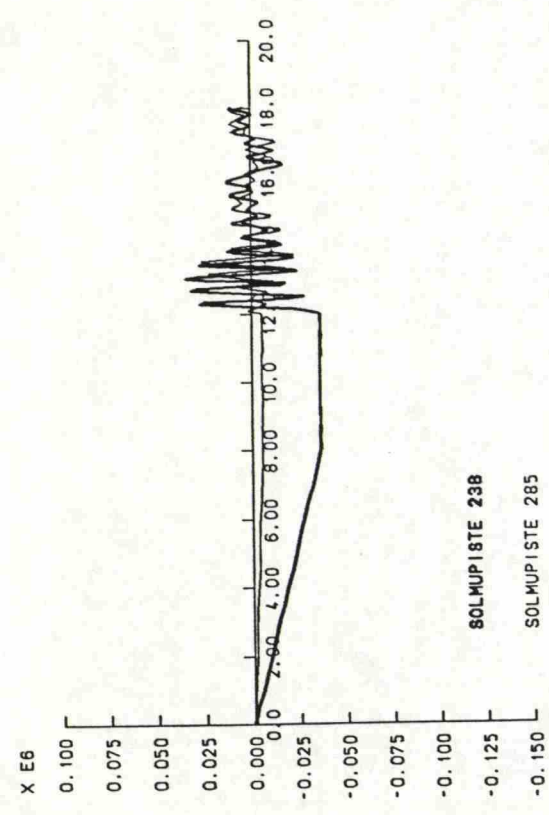
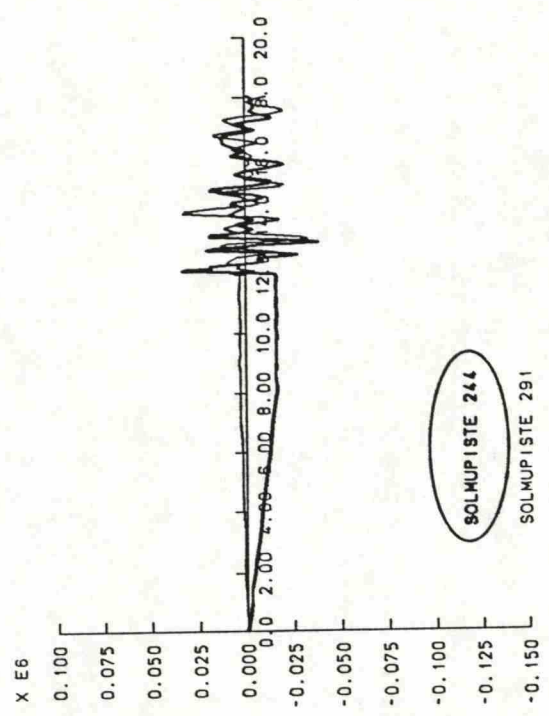
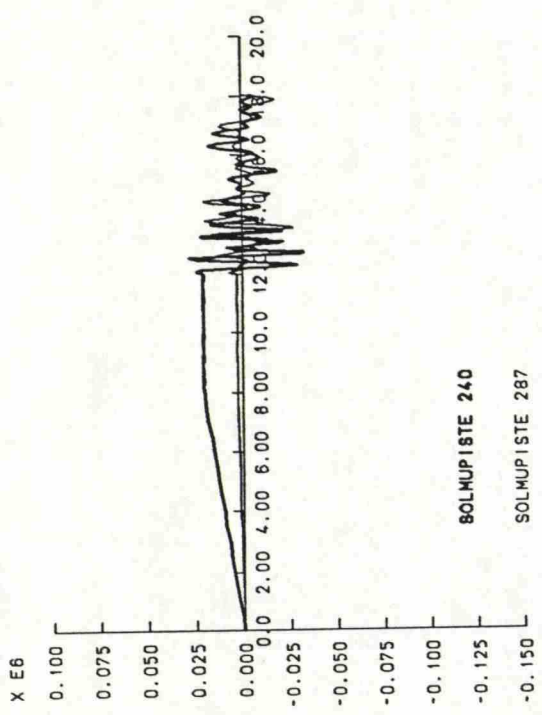
SOLMUPISTEIDEN VASEMMALTA PUOLELTÄ



TERASPAKANNATTIMIEN SOLMUPISTEIDEN NORMAALI JANNITYS S_x [kPa] AJAN [s] FUNKTIONA

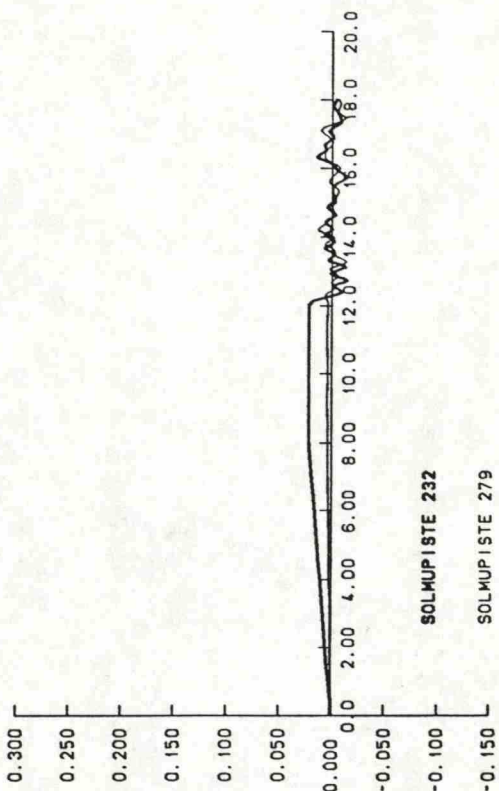
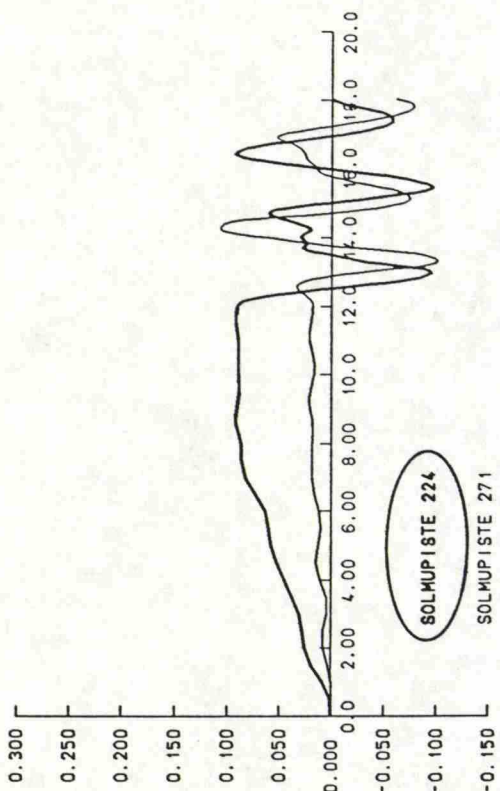
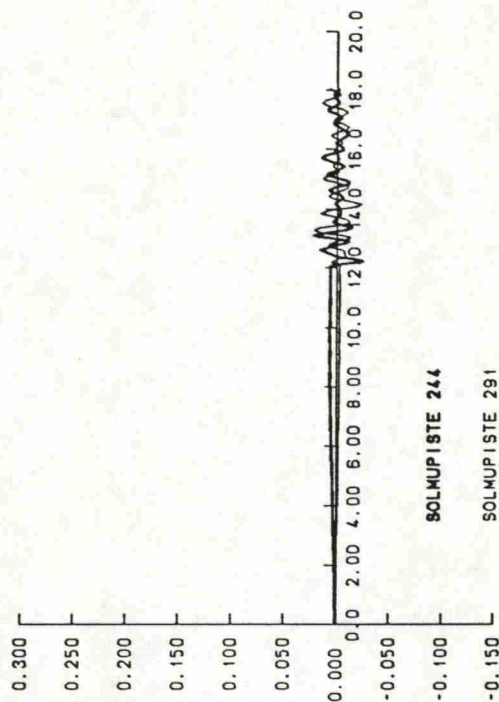
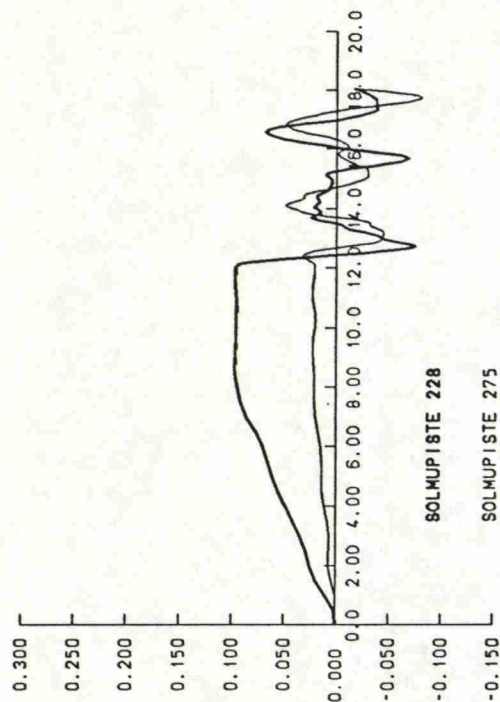
SOLMUPISTEIDEN OIKEALTA PUOLELTA

LIIITE 47/49



TERASPAKANNATTIMIEN SOLMUPISTEIDEN NORMAALI JANNITTYS S_x [kPa] AJAN [s] FUNKTIONA

SOLMUPISTEIDEN OIKEALTA PUOLELTA



TERASPAKANNATTIMIEN SOLMUPISTEIDEN SIIRTYMA dz [m] AJAN [s] FUNKTIONA